



UNIVERSITÀ DI PISA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E INDUSTRIALE

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN
INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI CIVILI

Tesi di Laurea:

PROGETTAZIONE DI UN PONTE STRALLATO CICLOPEDONALE SUL FIUME OMBRONE

Relatori:

Prof. Ing. Pietro Croce

Dott. Ing. Daniele Lucchesi

Candidato:

Claudio Migliorini

Anno Accademico 2015/2016

PROGETTAZIONE DI UN PONTE STRALLATO CICLOPEDONALE SUL FIUME OMBRONE



RELATORI:

Prof. Ing. Pietro Croce

Dott. Ing. Daniele Lucchesi

CANDIDATO:

Claudio Migliorini

ABSTRACT

La tesi tratta della progettazione di un ponte strallato ciclo pedonale ed equestre e della risistemazione delle aree circostanti in risposta a quanto richiesto da un bando di gara edito dal Comune di Grosseto per la realizzazione di un nuovo corridoio ciclabile che collegherà il litorale maremmano posto sulle due sponde del Fiume Ombrone. Tale opera rientra nel progetto regionale di completamento della Ciclopista tirrenica che prevede il collegamento tra Liguria e Lazio, comprendendo appunto tutta la zona costiera della Toscana. Il progetto proposto è ubicato all'interno degli argini del fiume e prevede che venga riqualificata un'area per circa 4300mq in sponda sinistra e circa 1000mq in sponda destra.

Si è cercato di dare un nuovo volto all'area creando dei punti di stazionamento per i cavalli o per gli utilizzatori del ponte, evitando l'inserimento di manufatti o elementi di arredo che avrebbero potuto essere trasportati via dal corso del fiume durante una delle frequenti esondazioni.

Per la struttura del ponte sono state proposte in fase preliminare 3 soluzioni (due strallate ed una ad arco) e di ognuna ne è stata valutata la fattibilità dal punto di vista tecnico ed economico. Si è scelta una soluzione strallata con un'unica antenna di circa 32.00m ed una luce dell'impalcato di 72.00m.

Tale scelta ha il duplice obiettivo di riproporre il cavo come elemento principale, così come lo era

per la trazione delle zattere che in epoca storica permettevano l'attraversamento del corso d'acqua in questa zona oggi conosciuta come Pian di Barca, e di rendere l'opera ben visibile da lontano.

La struttura è stata progettata e verificata nei confronti delle normative italiane (NTC2008) ed Europee (Eurocodici) in funzione delle azioni ambientali previste per la zona (azioni sismiche, eoliche, termiche) e per le azioni antropiche (veicoli di servizio, folla). Sono stati utilizzati per fare ciò dei modelli tridimensionali realizzati mediante programma di calcolo SAP2000 modellati tramite il programma di disegno AUTOCAD3D.

E' stato inoltre realizzato uno studio relativo al fenomeno delle vibrazioni indotte dai pedoni, utilizzando come guida un rapporto pubblicato dal Dipartimento dei Trasporti Francese nel 2006 "Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading". Per tale studio è stato analizzato il comportamento della struttura sotto l'azione di carichi dinamici opportunamente valutati e sono state realizzate delle analisi dinamiche con integrazione al passo (time-history) al fine di determinare le accelerazioni orizzontali e verticali dell'impalcato per le frequenze proprie della struttura ritenute a rischio. Si è verificato infine che le accelerazioni massime ottenute fossero all'interno di intervalli di accelerazione ritenuti accettabili, tali dunque da non creare situazioni di disagio per gli utilizzatori.

Il ponte è una combinazione di tecnologia e stile. Non è la via più semplice per oltrepassare un fiume... rappresenta l'equilibrio tra funzionalità, costo e bellezza. Questo equilibrio è emotivo, non razionale ...

Tony Fitzpatrick – Arup

SOMMARIO

INTRODUZIONE.....	7
--------------------------	----------

Parte I - Stato dell'arte

CAPITOLO 1 - EVOLUZIONE STORICA DEI PONTI.....	9
---	----------

1.1. PONTI PRIMA DEL XIX SECOLO	9
1.2. PONTI DOPO DEL XIX SECOLO	13
1.3. I PONTI PEDONALI	17

CAPITOLO 2 - IL SITO E LE IPOTESI PROGETTUALI	23
--	-----------

2.1. DESCRIZIONE GENERALE DEL SITO DI INTERVENTO	23
2.1.1. Cenni storici e utilizzo attuale.....	24
2.1.2. Il bando di gara e gli studi idraulici	26
2.2. TIPOLOGIE DI PONTE PRESE IN ESAME PER IL PRESENTE STUDIO	28
2.3. SOLUZIONE 1 – PONTE STRALLATO CON ANTENNA AD A	29
2.4. SOLUZIONE 2 – PONTE AD ARCO INCLINATO	32
2.5. SOLUZIONE 3 – PONTE STRALLATO ANTENNA SINGOLA	35
2.6. SOLUZIONE SCELTA	38

Parte II - Il caso studio

CAPITOLO 3 - DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO	39
---	-----------

3.1. LA STRUTTURA.....	40
3.2. LA SISTEMAZIONE DELL'AREA CIRCOSTANTE	45

CAPITOLO 4 - ANALISI PRELIMINARE DEI PONTI STRALLATI	47
---	-----------

4.1. IL PONTE STRALLATO – DEFINIZIONI.....	47
4.2. IL SISTEMA DI SOSPENSIONE	48
4.3. PASSO DEGLI STRALLI	49
4.4. INCLINAZIONE DEGLI STRALLI	49
4.5. ALTEZZA ANTENNA	50
4.6. DISPOSIZIONE DEGLI STRALLI	50
4.7. SCELTA DELL'ANTENNA O PILONE.....	52
4.8. SCELTA DELL'IMPALCATO	54
4.9. PREDIMENSIONAMENTO DEGLI STRALLI.....	55

CAPITOLO 5 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	59
---	-----------

CAPITOLO 6 - MATERIALI UTILIZZATI.....	61
6.1. TAVOLATO LEGNO MASSELLO (PINO LARICIO) PER PAVIMENTAZIONE	61
6.2. ACCIAIO PER LA CARPENTERIA METALLICA (S355)	62
6.3. ACCIAIO PER L'ARMATURA DELLE STRUTTURE IN C.A. (B450C)	62
6.4. CALCESTRUZZO PER ANTENNA (C50/60)	62
6.5. CALCESTRUZZO PER SPALLE (C40/50)	63
6.6. CALCESTRUZZO PER LA PALIFICATA (C28/35)	63
6.7. COPRIFERRO O RICOPRIMENTO PER ELEMENTI I CALCESTRUZZO ARMATO	63
CAPITOLO 7 - ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SUL PONTE	69
7.1. VALUTAZIONI SULLA SICUREZZA	69
7.1.1. Vita nominale.....	69
7.2. AZIONI PERMANENTI	70
7.2.1. Carichi permanenti strutturali (g_1).....	70
7.2.2. Carichi permanenti non strutturali (g_2).....	71
7.2.3. Altre azioni permanenti (g_3).....	72
7.3. DISTORSIONI.....	73
7.3.1. Pretiro dei cavi (ϵ_1).....	73
7.4. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	76
7.4.1. Definizione della categoria stradale	76
7.4.2. Modelli statici e gruppi di carico	76
7.4.3. Carico statico dovuto alla folla	77
7.4.4. Carico concentrato.....	77
7.4.5. Veicolo di servizio.....	77
7.4.6. Modelli dinamici per carichi pedonali	78
7.5. AZIONI VARIABILI DOVUTE AL CARICO NEVE (Q_s)	79
7.6. AZIONI VARIABILI DOVUTE AL CARICO VENTO (Q_v)	80
7.6.1. Calcolo della pressione cinetica del vento.....	80
7.6.2. Azione del vento sull'impalcato	82
7.6.3. Azione del vento sull'antenna	88
7.7. AZIONI TERMICHE	92
7.7.1. Componente di temperatura uniforme	92
7.8. AZIONI SISMICHE	94
7.8.1. Parametri di riferimento	94
7.8.2. Spettri di risposta	97
7.9. AZIONI SUI PARAPETTI PEDONALI.....	100
CAPITOLO 8 - COMBINAZIONI DELLE AZIONI.....	101

8.1.	COMBINAZIONI DI CARICO PER SLE	103
8.2.	COMBINAZIONI DI CARICO PER SLU	104
8.3.	COMBINAZIONI DI CARICO PER SLV	104
CAPITOLO 9 - MODELLI DI CALCOLO		107
9.1.	MODELLI SEMPLIFICATI	108
9.2.	MODELLI LOCALI E GLOBALI CON ELEMENTI MONODIMENSIONALI	110
9.3.	MODELLI LOCALI E GLOBALI CON ELEMENTI MONO E BIDIMENSIONALI	113
CAPITOLO 10 - ANALISI DINAMICA LINEARE		115
10.1.	MODI PROPRI DELLA STRUTTURA	116
10.2.	MASSA PARTECIPANTE PER I MODI DI VIBRARE	120
10.3.	ANALISI DELLA SENSIBILITÀ AI FENOMENI AEREOELASTICI	121
10.3.1.	<i>Sensibilità dell'antenna al fenomeno del vortex shedding.</i>	123
10.3.2.	<i>Sensibilità dell'impalcato al fenomeno di fluttering.</i>	124
CAPITOLO 11 - VERIFICHE DELLA SOVRASTRUTTURA.....		125
11.1.	VERIFICHE DI RESISTENZA DELL'IMPALCATO	126
11.1.1.	<i>Verifica di resistenza dei correnti laterali</i>	127
11.1.2.	<i>Verifica di resistenza del cassone centrale</i>	132
11.1.3.	<i>Verifica di resistenza dei traversi</i>	136
11.1.4.	<i>Verifica di resistenza dei controventi</i>	139
11.1.5.	<i>Verifica collegamento bullonato controvento</i>	142
11.1.6.	<i>Verifica di resistenza delle testate dei cassoni</i>	145
11.2.	VERIFICHE DI RESISTENZA DELL'ANTENNA	148
11.2.1.	<i>Elemento strutturale in acciaio</i>	153
11.2.2.	<i>Elemento strutturale in calcestruzzo</i>	158
11.2.3.	<i>Verifica del collegamento antenna</i>	169
11.2.4.	<i>Verifica di resistenza degli stralli</i>	174
11.3.	VERIFICHE DI STABILITÀ	185
11.3.1.	<i>Verifiche di stabilità globale</i>	185
11.3.2.	<i>Verifiche di stabilità dei pannelli</i>	187
11.3.3.	<i>Verifiche di deformabilità</i>	198
CAPITOLO 12 - VERIFICHE DELLA SOTTOSTRUTTURA		201
12.1.	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	201
12.1.1.	<i>Geologia e geomorfologia generale</i>	201
12.1.2.	<i>Idrologia generale</i>	202
12.1.3.	<i>Indagine diretta dei terreni affioranti</i>	202

12.1.4.	<i>Caratteristiche meccaniche dei terreni</i>	203
12.1.5.	<i>Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche</i>	204
12.2.	SPALLA SINISTRA – GEOMETRIA E AZIONI AGENTI	206
12.2.1.	<i>Caratteristiche geometriche della spalla e azioni dovute al peso proprio</i>	207
12.2.2.	<i>Azioni dovute al terreno a tergo della spalla</i>	209
12.2.3.	<i>Azioni derivanti dai sovraccarichi.....</i>	210
12.2.4.	<i>Azioni derivanti dall'impalcato</i>	211
12.2.5.	<i>Riassunto delle azioni agenti sulla spalla.....</i>	213
12.3.	SPALLA SINISTRA – VERIFICHE DI SICUREZZA	214
12.3.1.	<i>Verifica del muro frontale e del paraghiaia</i>	214
12.3.2.	<i>Verifica delle pressioni localizzate</i>	216
12.4.	PALI DI FONDAZIONE SPALLA SINISTRA – GEOMETRIA E AZIONI AGENTI	218
12.5.	PALI DI FONDAZIONE SPALLA SINISTRA – VERIFICHE DI SICUREZZA	221
12.5.1.	<i>Verifica per il carico limite verticale.....</i>	221
12.5.2.	<i>Verifica per il carico limite orizzontale.....</i>	222
12.5.3.	<i>Verifica a flessione e taglio del palo.....</i>	223
12.6.	FONDAZIONE ANTENNA – GEOMETRIA E AZIONI AGENTI	226
12.6.1.	<i>Azioni agenti sul plinto di fondazione</i>	227
12.6.2.	<i>Azioni agenti sui pali</i>	228
12.7.	PLINTO DI FONDAZIONE DELL'ANTENNA – VERIFICHE DI SICUREZZA	230
12.8.	PALI DI FONDAZIONE ANTENNA – VERIFICHE DI SICUREZZA	232
12.8.1.	<i>Verifica per il carico limite verticale.....</i>	232
12.8.2.	<i>Verifica per il carico limite orizzontale.....</i>	233
12.8.3.	<i>Verifica a flessione e taglio del palo.....</i>	235
12.9.	FONDAZIONE ANCORAGGIO TIRANTI – GEOMETRIA E AZIONI AGENTI	237
12.9.1.	<i>Azioni agenti sulla fondazione di ancoraggio</i>	237
12.9.2.	<i>Azioni agenti sui pali</i>	239
12.10.	FONDAZIONE ANCORAGGIO TIRANTI – VERIFICA DI SICUREZZA	240
12.10.1.	<i>Verifica sul collegamento piastra-fondazione.....</i>	240
12.10.2.	<i>Verifica per il carico limite verticale.....</i>	242
12.10.3.	<i>Verifica per il carico limite orizzontale.....</i>	242 ♥3
12.10.4.	<i>Verifica a flessione e taglio del palo.....</i>	244
CAPITOLO 13 -	DISPOSITIVI DI VINCOLO	247
13.1.	DISPOSIZIONE DEGLI APPOGGI	247
13.2.	AZIONI SUI DISPOSITIVI DI VINCOLO	248
13.3.	SCELTA DEI DISPOSITIVI DI VINCOLO	248
13.4.	CARATTERISTICHE TECNICHE DISPOSITIVI SCELTI.....	249

CAPITOLO 14 - ANALISI DELLE VIBRAZIONI INDOTTE DAI PEDONI	251
14.1. PREMESA SUL FENOMENO DELLE VIBRAZIONI	251
14.2. PROCEDIMENTO PER LA VALUTAZIONE DEL FENOMENO DELLE VIBRAZIONI.....	253
14.2.1. <i>Determinazione della classe del ponte</i>	254
14.2.2. <i>Scelta del livello di comfort</i>	254
14.2.3. <i>Accelerazioni associate ai livelli di comfort</i>	255
14.2.4. <i>Valutazione della necessità di analisi non lineari</i>	256
14.2.5. <i>Definizione dei carichi dinamici</i>	257
14.2.6. <i>Conclusioni sul fenomeno delle vibrazioni</i>	261
14.3. ANALISI DEL FENOMENO PER IL CASO DI STUDIO	263
14.3.1. <i>Calcolo dei carichi dinamici</i>	264
14.3.2. <i>Applicazione dei carichi dinamici</i>	266
14.3.3. <i>Accelerazioni massime sull'impalcato</i>	268
CONCLUSIONI	271
FOTO INSERIMENTI	273
BIBLIOGRAFIA	277
INDICE DELLE FIGURE	279
RINGRAZIAMENTI	285

INTRODUZIONE

Scopo della presente tesi di laurea è la progettazione di un ponte ciclo pedonale in risposta ad un bando di gara pubblico edito dal Comune di Grosseto ad Ottobre 2015 per la realizzazione di un nuovo collegamento tra le sponde del Fiume Ombrone in Loc. Pian di Barca.

Il progetto si è sviluppato tenendo conto di quelle che sono le esigenze tecnologiche e architettoniche del luogo, gli studi fatti sull'impatto ambientale e sulle richieste di sistemazione dell'area circostante incluse nel bando.

Le proposte valutate inizialmente hanno portato sia per motivi estetici che tecnologici a scegliere una soluzione strallata ancorata a terra con un'unica antenna asimmetrica. Tale scelta ha permesso di realizzare una struttura leggera, poco impattante ma comunque che desse un chiara identità al luogo, staccandosi completamente dal contesto.

Oltre al ponte sono state studiate le sistemazioni esterne progettate in modo da creare un legame con lo stesso ponte e una fruibilità degli spazi recuperati dall'area di cantiere da parte degli utilizzatori futuri della struttura.

La struttura è stata verificata secondo le normative europee (Eurocodici) e dove carenti si è fatto riferimento ad altre normative o studi di comprovata validità.

La struttura è stata verificata nei confronti degli Stati Limite Ultimi con le sollecitazioni indotte da carichi accidentali, sisma, vento, temperatura combinati come descritto in seguito, sono state inoltre valutate le deformazioni alle condizioni di esercizio.

Per il calcolo delle sollecitazioni negli elementi strutturali sono state svolte delle analisi non lineari attraverso il programma di calcolo SAP2000 v.14. Tali analisi hanno consentito di valutare la struttura in regime di piccoli e grandi spostamenti.

E' stata svolta inoltre un analisi dinamica non lineare "time history" specificamente mirata allo studio delle vibrazioni indotte dalla folla sull'impalcato del quale sono stati calcolati i valori massimi delle accelerazioni verticali e orizzontali in funzione di carichi armonici atti a simulare l'effetto dell'attraversamento dell'impalcato di un gruppo di persone.

CAPITOLO 1 - EVOLUZIONE STORICA DEI PONTI

Ai fini di una migliore comprensione della tematica scelta per la realizzazione di questo studio, si ritiene sia doveroso introdurre l'argomento con un breve excursus storico relativo ai ponti in modo da creare un po' di contesto per meglio inquadrare le scelte progettuali effettuate.

La trattazione storica dei ponti richiederebbe un volume a se, questo breve riassunto non vuole dare una trattazione esaustiva dell'evoluzione storica di tali opere ma semplicemente un'idea del percorso fatto in pochi secoli dall'ingegneria civile a riguardo.

Per una trattazione più approfondita dell'argomento si rimanda ai volumi presenti in bibliografia.

1.1. Ponti prima del XIX secolo

L'attraversamento di ostacoli naturali è un tema che ha dominato la crescita e lo sviluppo della civiltà fino dall'antichità. Da quando l'uomo ha avuto necessità di muoversi, sia per espandersi militarmente che per ampliare i propri orizzonti commerciali, il problema dell'attraversamento dei corsi d'acqua è diventato una tematica dominante delle opere di ingegneria civile, poiché ha richiesto nel tempo soluzioni sempre nuove.

Prima dell'800, ovvero prima della rivoluzione industriale che ha sancito una vera e propria linea spartiacque in quell'arte che sarà in seguito definita ingegneria civile, i massimi risultati raggiunti nel campo della realizzazione di ponti si hanno in epoca romana.

Roma del resto si espanse a partire da un nucleo originario sviluppatosi attorno a quello che viene chiamato Ponte Fabricio, ossia il primo attraversamento realizzato tra le rive del basso Tevere, un ponte facile da proteggere militarmente e dal quale poteva essere dominato tutto il traffico tra l'Etruria e l'Italia meridionale. I rudimenti per la costruzione dei ponti, come per esempio la deviazione del fiume per mezzo di canali e chiuse e la realizzazione di centine in legno per l'installazione degli archi in muratura, furono apprese dagli etruschi, ma ben presto tali tecniche furono ampiamente migliorate dai romani stessi.

Questa necessità di innovazione fu dettata dal fatto che per la prima volta nella storia i percorsi scelti per la realizzazione delle strade, non erano quelli tradizionali, che assecondavano le conformazioni dei terreni che venivano attraversati, bensì dei percorsi rettilinei, necessari ad ottenere una maggiore rapidità di spostamenti delle truppe. Le strade avevano quanto più possibile percorso rettilineo e questo portò i romani a dover escogitare nuovi metodi per

attraversare valli, fiumi o montagne. Talmente era importante la costruzione dei ponti per gli antichi romani che il termine Pontifex, con cui allora veniva indicato colui che era responsabile della costruzione del ponte, oggi viene utilizzato per indicare la massima carica ecclesiastica nella fede Cristiana.

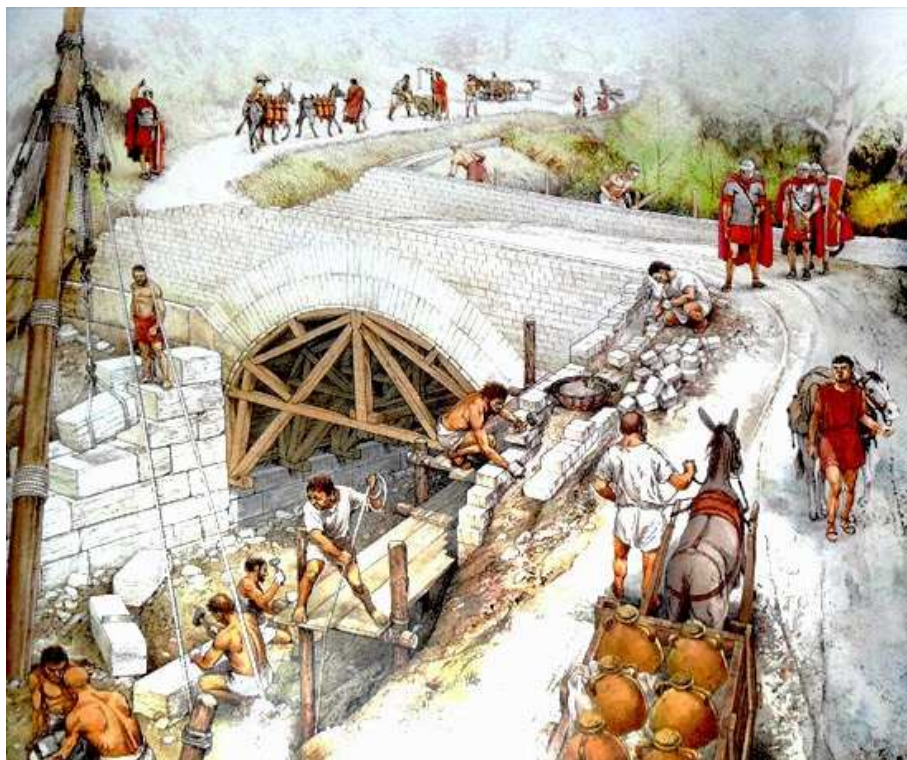


Figura 1.1 - Immagine pittorica raffigurante la costruzione di un ponte nell'epoca romana.

Oltre al motivo meramente funzionale è da tenere in considerazione anche la natura iconica che il ponte rappresentò per la società romana, le opere costruite infatti, dovevano dare un'idea della potenza dell'Urbe e dunque dovevano rappresentare il massimo della bravura, dell'efficacia, dell'opulenza e della forza dell'impero, dovevano stupire il mondo.

I risultati ottenuti furono notevoli, i ponti più imponenti raggiunsero luci di oltre 40 metri e lunghezze complessive di centinaia di metri, che toccarono i 2437 metri con il ponte sul Danubio voluto da Costantino nei pressi di Sucidava, realizzato in tecnica mista, legno e pietra. Allo stesso modo fu realizzato il ponte di Traiano sul Danubio, di una luce pari a 1135 metri, con 21 travate in legno di circa 32 metri di luce, imitando archi policentrici, poggianti su 20 pile in muratura.



Figura 1.2 - Ponte di Traiano sul Danubio - Romania (II sec. d.C.)

Durante il periodo imperiale (30 a.C. – 476 d.C.) si ebbe un notevole sviluppo della tecnica di costruzione dei ponti in muratura, furono migliorate le tecniche di realizzazione dei piloni che venivano adesso protetti da speroni per evitare che le correnti corrodessero l'alveo e creassero sprofondamenti e talvolta furono alleggeriti per mezzo di occhi da ponte in modo da alleggerirne la struttura e aumentare il deflusso delle acque in caso di piena.

Per le fondazioni invece di deviare il corso del fiume, spesso impossibile, furono utilizzati pali in legno e cassoni realizzati in luogo riempiti da pietre o calcestruzzo.



Figura 1.3 - Ponte di Alcantara sul fiume Tiago - Spagna (II sec. d.C.)

Nei periodi storici successivi non si ebbero grandi innovazioni dal punto di vista tecnologico, durante il medioevo furono riproposti gli schemi strutturali ad arco utilizzati dai romani ma la creazione di nuove vie e nuovi attraversamenti fu rallentata dal difficile periodo storico.



Figura 1.4 - Ponte Maddalena sul fiume Serchio vicino Borgo a Mozzano – Italia (1100 ca.)

Nel tardo medio evo iniziarono a comparire archi a sesto acuto probabilmente seguendo lo sviluppo che ebbero nello stesso senso le strutture ecclesiastiche, ma dal punto di vista delle costruzioni di ponti non si hanno realizzazioni di particolare interesse artistico o tecnologico.

Durante il rinascimento comparirono i primi ponti ad arco avente forma ogivale, archi a profilo ribassato o ad ansa di panier, tali soluzioni furono necessarie per soprattutto per la realizzazione di attraversamenti fluviali all'interno delle realtà urbanizzate poiché consentivano il mantenimento del piano stradale al livello più basso possibile e non ostruivano il passaggio alla navigazione sottostante. Di tali costruzioni possiamo trovare ancora oggi molte testimonianze in gran parte delle città italiane ed europee.



Figura 1.5 - Ponte della Santa Trinità sul fiume Arno a Firenze – Italia (1569)

1.2. Ponti dopo del XIX secolo

Fino al 1800 i tracciati stradali avevano potuto adattarsi ai più disparati tipi di terreno, con pendenze talvolta molto elevate e raggi di curvatura molto stretti dal momento che l'unico tipo di traffico esistente era quello a trazione animale.

In questo secolo con l'avvento della ferrovia, si palesò il problema di avere pendenze massime dell'ordine del 2-3% (rispetto al 15-20% per quelle a trazione animale) e percorsi con raggi di curvatura molto elevati, per cui dovettero essere escogitate nuove tecniche di costruzione per permettere di superare grandi luci in modo efficace. Oltre a ciò, lo sviluppo della ferrovia portò anche ad un notevole aggravio del peso dei mezzi di trasporto, che passò dai pochi quintali per i mezzi a trazione animale alle decine di tonnellate per quelli ferroviari. La realizzazione di tali opere fu resa possibile dal contemporaneo sviluppo di nuovi materiali da costruzione quali la ghisa in un primo momento e l'acciaio laminato in seguito. Lo sviluppo della tecnica e della scienza dei materiali, l'adozione dei nuovi schemi statici che meglio si adattavano alle caratteristiche del metallo da carpenteria, permisero ben presto di superare il limite delle luci ottenute fino a pochi anni prima con i ponti ad arco tradizionali.

Opere pionieristiche di indiscusso valore artistico possono essere considerate il Viadotto Garabit di Gustave Eiffel (160 metri di luce) ancora oggi aperto al traffico ferroviario, o il ponte sul Firth of Forth in Scozia, che ha una luce di 530 metri. Nel primo dei due attraversamenti sopra citati, si può vedere come ancora lo schema ad arco sia l'elemento fondamentale del disegno della struttura, mentre per il secondo si nota una struttura molto più elaborata e fuori dagli schemi fino ad allora proposti.



Figura 1.6 - Ponte Garabit – Francia (1884)



Figura 1.7 - Ponte sul Firth of Forth – Scozia (1890)

Sempre nell'800 iniziano a svilupparsi numerosi studi relativi ai ponti sospesi o sostenuti da cavi.

Le sperimentazioni si hanno in Europa a metà del 700, con schemi strutturali che possono essere indentificati come i progenitori degli odierni ponti strallati; i prematuri collassi di tali strutture portarono all'abbandono di tale tecnica costruttiva, anche a seguito dei giudizi negativi offerti da illustri matematici e ingegneri del tempo, per citarne uno, Claude-Louis Navier. Egli fu incaricato di indagare sulla causa del crollo di due ponti realizzati in Germania sul Saale nel 1824 e in Inghilterra sul Tweed nel 1818 e concluse le sue ricerche sconsigliando l'utilizzo di tale tipologia costruttiva a favore della ben più stabile soluzione ad impalcato sospeso da cavi verticali (pendini) sorretti a loro volta da cavi parabolici portando ai risultati notevoli in terreno nord americano già visti in precedenza.

Durante tutto il secolo si sviluppano le tecniche di sospensione degli impalcati da ponte prima per mezzo di catene, poi per mezzo di cavi in acciaio appesi ad una fune, sempre in acciaio, dall'andamento parabolico. Un celebre esempio di tale realizzazione è il Ponte di Brooklyn progettato da John Roebling, ingegnere tedesco, che dà vita a quello che per lungo tempo sarà considerato il più lungo ponte del mondo.



Figura 1.8 - Ponte di Brooklyn a New York - Stati Uniti (1870)

Gli studi sui ponti strallati rimasero pressoché abbandonati fino ad inizio del '900 quando l'ingegnere Franz Dischinger, utilizzò tale tipologia strutturale proponendo un ponte ferroviario sospeso a doppio binario sul fiume Elba presso Amburgo, con una luce unica di 750 m, Dischinger pubblicò i risultati dei suoi studi solo nel 1949, e subito dopo, tra il 1950 e il 1952, numerosi progetti di ponti strallati furono proposti in Germania per la ricostruzione di alcuni ponti sul fiume Reno. Il primo ponte strallato moderno è il Strömsund Bridge (Svezia) di 183 m realizzato sempre da Dischinger nel 1955.

A metà del '900 inizia a svilupparsi un ulteriore tecnica utilizzo del calcestruzzo armato, il cemento armato precompresso, che in breve tempo conquista il mercato nel settore dei viadotti autostradali grazie alla possibilità di prefabbricazione degli elementi strutturali e alla semplicità degli schemi statici adottati (di frequente viene utilizzato lo schema statico della trave doppiamente appoggiata).



Figura 1.9 - Strömsund Bridge – Svezia (1955)

La prefabbricazione permette di abbattere i costi di produzione degli elementi strutturali, e la precompressione di sfruttare al massimo un materiale come il calcestruzzo. In Italia, questa tecnica

viene ampiamente utilizzata negli anni 60-70, anni del boom economico successivo alla seconda guerra mondiale, periodo in cui si costruisce gran parte della rete autostradale italiana di cui tutt'oggi ci serviamo.

Negli stessi anni si hanno numerosi studi riguardanti la geotecnica e i terreni, che hanno portato in breve tempo a maggiori capacità di realizzazioni delle opere di fondazione, quali le fondazioni su profonde (su pali, a pozzo) o le fondazioni in ambienti marini, rendendo possibile la costruzione di opere in luoghi fino a pochi anni prima considerati inaccessibili.

Negli ultimi anni 30 anni del secolo scorso infine, lo sviluppo dei mezzi di calcolo elettronici e la conseguente diffusione dei software ingegneristici sempre più accurati hanno permesso di estremizzare lo sfruttamento dei materiali quali il calcestruzzo e l'acciaio ormai sempre più performanti. I programmi per il calcolo strutturale basati sugli elementi finiti (Finite Element Method) hanno infatti reso possibile lo studio di soluzioni che fino a pochi anni prima erano impensabili.

Si riporta per esempio il caso del ponte di Akashi-Kaikyō, attualmente il più lungo al mondo, con una luce libera della campata centrale di 1 991 metri, un'altezza delle torri di 282,8 m (quanto un palazzo di 70 piani) e una lunghezza complessiva di 3 911 metri.



Figura 1.10 - Ponte di Akashi-Kaikyo - Giappone (1998)

Altro esempio eclatante delle possibilità odierne dell'ingegneria civile può essere ben rappresentato dal Viadotto di Millau, un ponte strallato situato nel sud della Francia, dalla lunghezza complessiva di 2460m suddivise in 8 campate, peculiarità del ponte sono gli alti piloni che raggiungono la quota di 246m nel punto più profondo della vallata.



Figura 1.11 - Viadotto Millau - Francia (2004)

1.3. I ponti pedonali

I ponti pedonali per quanto siano sempre esistiti a fianco dei ponti tradizionali, iniziano a svilupparsi in maniera autonoma dagli anni '80 del secolo scorso con l'emergere dell'esigenza di riqualificazione dei tessuti urbani degradati, delle aree industriali dismesse o di aree marginali delle città metropolitane e nella creazione di nuove infrastrutture verdi e corridoi ecologici esterni alle città. Ponti pedonali, passerelle e sovrappassi sono elementi chiave nel ridisegno delle reti di percorsi pedonali e ciclabili, ma sono anche oggetti dotati di una forte carica simbolica, permettono di lasciare un segno tangibile sul territorio con un impatto ambientale e urbanistico minimo, portando in primo piano l'esigenza di riappropriazione dello spazio e fruizione dei luoghi a scala umana.

Lo sviluppo di queste strutture, ha portato inoltre alla luce nuove problematiche tecniche che fino a pochi anni fa erano rimaste pressoché non indagate, come i fenomeni di risonanza dovuti al traffico dei pedoni in strutture sempre più leggere, o l'utilizzo di nuovi materiali come il legno lamellare e leghe di alluminio.

Per dimostrare la dimensione umana di tali interventi e il coinvolgimento della comunità, basti pensare al caso mediatico sollevato dalla chiusura del Millennium Bridge di Londra a due giorni dall'apertura causato dalle eccessive oscillazioni del ponte dovute ad un fenomeno di risonanza della struttura. Il caso ha occupato per numerosi giorni le principali pagine dei giornali inglesi, ma la notizia è rimbalzata in ogni angolo del globo per le teorie spettacolari e catastrofiche che pareva

evocare. Inutile dire che il problema non ha mai pregiudicato la stabilità dello stesso ed è stato risolto in maniera molto semplice (ma costosa) con l'inserimento di smorzatori idraulici e a massa, l'evento ne ha comunque accresciuto a dismisura la fama aumentandone paradossalmente l'attrattiva turistica.



Figura 1.12 - Millennium Bridge a Londra - Regno Unito (1996)

Il ponte pedonale concede inoltre una libertà espressiva senza precedenti, i costi ridotti rispetto ad opere di scala maggiore, permettono una sperimentazione che sarebbe infattibile per ponti adibiti a traffico veicolare.

Esemplare in questa direzione è l'opera di Santiago Calatrava, che riesce a conferire alle proprie realizzazioni una forte carica iconica relativa alla sperimentazione tecnica riuscendo a catturare l'attenzione del dibattito internazionale non solo della comunità scientifica, ma anche dell'opinione pubblica e delle amministrazioni territoriali. Sicuramente degno di nota al pari di ogni altra realizzazione di Calatrava è il "*puente de la mujer*" finito di costruire nel 2001, caratterizzato, oltre che dalla ardita geometria, dal fatto che può ruotare facendo perno sul pilone centrale, per permettere il passaggio dei natanti nel molo di Puerto Madero (Buenos Aires).



Figura 1.13 - Puente de la mujer a Buenos Aires - Argentina (2001)

Il ponte diventa un luogo privilegiato per la comunità, un luogo non più solo di passaggio ma anche di sosta, di incontro.

Si riporta a tal proposito il *Simcoe Wave Deck* costruito a Toronto (Canada) nel 2009 e inserito nel progetto di riqualificazione del waterfront centrale della città. La struttura formata da travi in acciaio dalla linea spezzata sorretta da pali in acciaio e riempiti di cemento è stata mascherata da una sovrastruttura in legno lamellare dalla forma sinusoidale che ricorda il movimento delle onde marine.

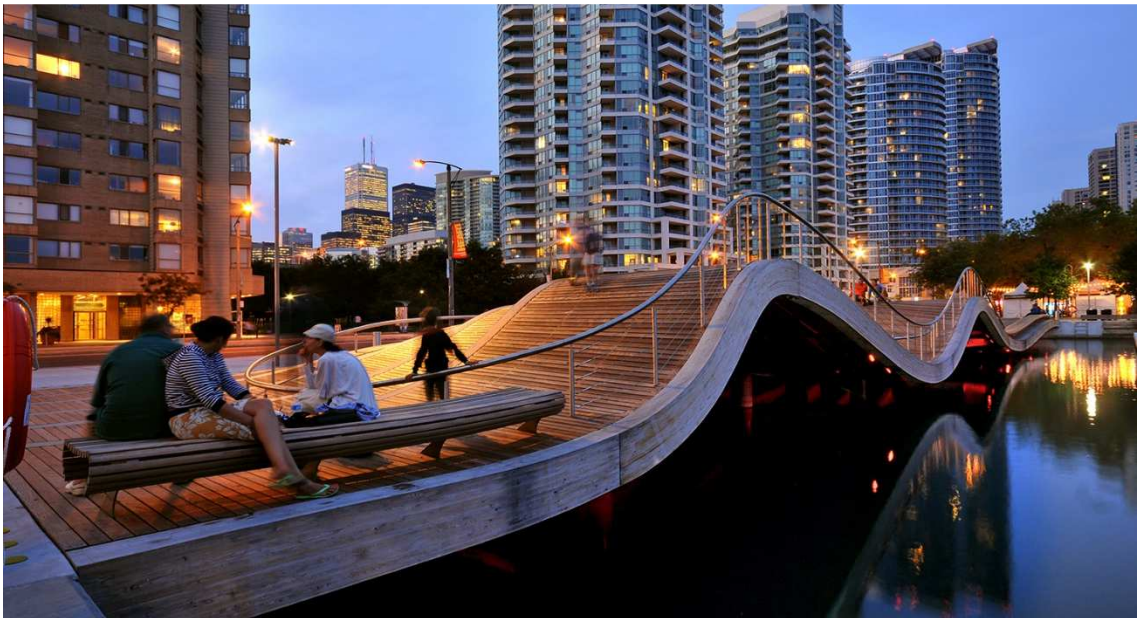


Figura 1.14 - Pontile Simcoe WaveDeck a Toronto - Canada (2009)

Non solo di sosta, il ponte diventa in questo modo anche punto privilegiato di osservazione del panorama, spesso cittadino, ma altre volte naturale, dal quale si può godere di punti di vista

prospettici che altrimenti sarebbero rimasti inaccessibili come nel caso del *Langkawi Sky Bridge* in Malesia.



Figura 1.15 - Langkawi Sky Bridge - Malesia (2005)

Anche in Italia tale tendenza non è passata inosservata, un celebre esempio è il Ponte della Costituzione progettato da Calatrava per la Città di Venezia, passato agli onori della cronaca più per le vicissitudini che ne hanno seguito la fase di costruzione e di apertura piuttosto che per l'aspetto artistico o tecnologico dell'opera stessa.



Figura 1.16 - Ponte della Costituzione a Venezia - Italia (2008)

Altri esempi possono trovarsi nel Nord Italia, dove sempre a partire da inizio millennio sono state costruite alcune opere progettate dallo studio Majowiecki, come il ponte strallato sul fiume Secchia, con i piloni in acciaio rastremati e inclinati verso l'esterno collocati alternativamente ai due lati dell'impalcato reticolare.



Figura 1.17 - Ponte sul fiume Secchia - Italia (2010)

CAPITOLO 2 - IL SITO E LE IPOTESI PROGETTUALI

2.1. Descrizione generale del sito di intervento

L'opera in esame è situata in località Pian di Barca, a pochi chilometri dalla foce del fiume Ombrone, nel comune di Grosseto, nel tratto in cui il corso d'acqua si inserisce per i restanti 5 km nel Parco Regionale della Maremma.

L'opera si inserisce in un territorio pianeggiante, dove le aree agricole coltivate lasciano spazio ad ampie zone boschive di macchia mediterranea man mano che ci allontaniamo dal corso del fiume dirigendosi verso il litorale costiero.

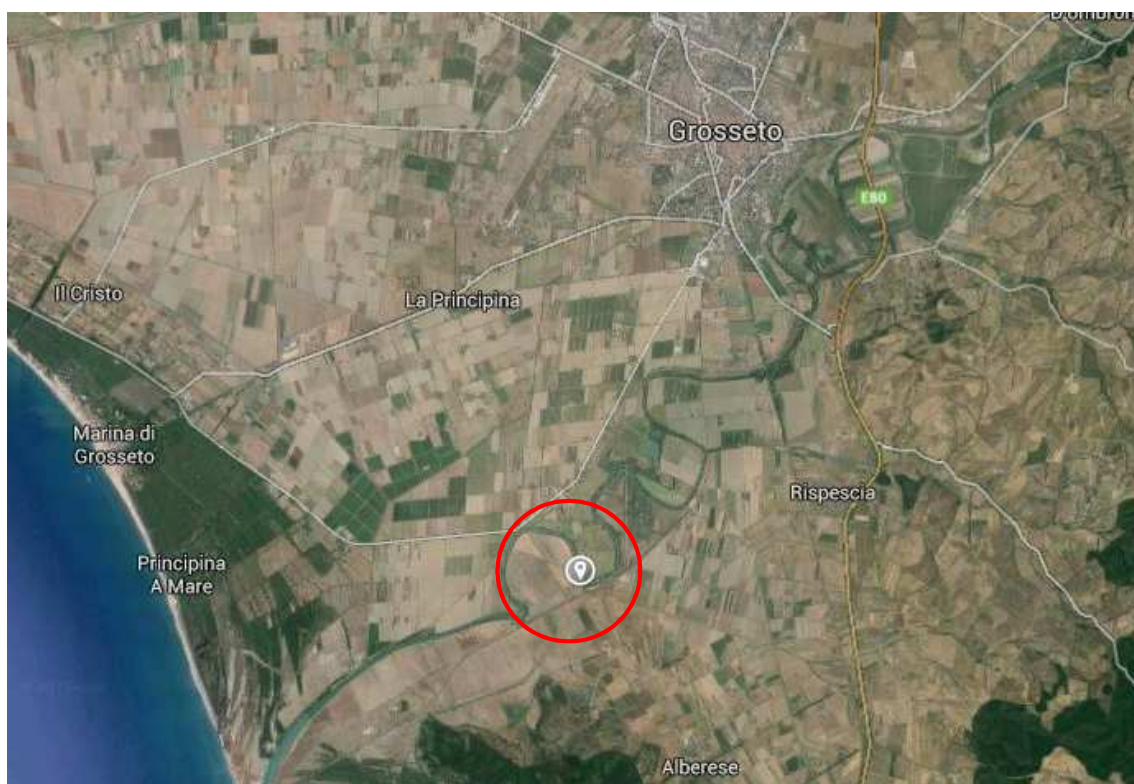


Figura 2.1 - Vista aerea dell'area geografica di intervento

Il Parco ha un'estensione di 9800 ettari e si estende, lungo costa, dal paese di Principina a Mare (comune di Grosseto), fino al paese di Talamone (comune di Orbetello). Nel suo territorio ricadono gli ultimi terreni paludosi nei pressi della foce dell'Ombrone. Più a sud la zona è composta dai monti dell'Uccellina ricoperti da una fitta macchia mediterranea e verso est, ai piedi dei monti, da vaste distese erbose.

2.1.1. Cenni storici e utilizzo attuale

L'opera si inserisce in un punto nevralgico del paesaggio maremmano, ai bordi del Parco Naturale della Maremma e a meno di 5 km dal mare e dalle folte pinete del litorale.

Storicamente il Pian di Barca è stato il punto di attraversamento privilegiato del fiume Ombrone per tutti quei lavoratori della campagna che dovevano spostarsi nei territori limitrofi e che avevano bisogno di attraversare il corso d'acqua tra gli insediamenti di Grosseto e Alberese. L'attraversamento, avveniva grazie ad apposite zattere, o barche, legate a delle funi che permettevano il passaggio sia di carri che di bestiame, da questo il nome della località.



Figura 2.2 - Immagine storico di un traghetto sul fiume Ombrone

Durante il ventennio fascista più a monte di circa 4 km rispetto al Pian di Barca, fu costruito quello che oggi viene chiamato Ponte Mussolini, un ponte ad archi di chiara impronta romanica, ancora oggi utilizzato per collegare il tracciato cittadino con il percorso della vecchia strada stata Aurelia.

Lo sviluppo dei mezzi a motore e la nuova via, resero pian piano, il passaggio su zattere sempre meno agevole e conveniente, fino al punto che ben presto l'area fu abbandonata.

Ancora oggi si trovano tracce di un passato non così lontano, è ancora presente in loco un ingranaggio, ormai coperto dalla vegetazione che serviva per tendere il cavo al quale si ancoravano le barche.



Figura 2.3 - Rilevanza storica - ingranaggio per il tiro delle barche.

Negli ultimi 30 anni, grazie alla vicinanza con il Parco della Maremma, tale luogo ha vissuto una lenta ripresa, diventando punto di discesa privilegiato per le escursioni in canoa sul Fiume Ombrone. Da qui infatti il corso del fiume è lento nella stagione estiva è possibile giungere fino al mare in canoa in poco tempo.



Figura 2.4 - Canoe sull'Ombrone

L'Ombrone per lunghezza (16 km) e bacino (3 494 km²) è il secondo fiume della Toscana dopo l'Arno e il terzo come volume d'acqua dopo Arno e Serchio. Il fiume, nonostante abbia una portata media pari a 32 m³/s, è un fiume dal regime estremamente torrentizio, che alterna periodi di magra estremi in estate e turbinate piene in autunno.

Nell'area di interesse il fiume presenta un percorso molto tortuoso con ampie curve in successione, che danno vita ad una vasta area golenale pianeggiante, che nei periodi autunnali è spesso soggetta a fenomeni di esondazione. L'opera rientra nel progetto regionale di completamento della Ciclopista tirrenica che prevede il collegamento tra Liguria e Lazio, comprendendo appunto tutta la zona costiera della Toscana.

L'attraversamento si ricollegherà alla pista ciclabile che da Grosseto passando da Marina di Grosseto, arriva a Principina a Mare, creando un corridoio ciclabile che proseguirà all'interno del Parco della Maremma. Il percorso darà la possibilità ai ciclisti provenienti da Nord sul litorale toscano, di attraversare la maremma, senza dover utilizzare vie ad alta densità di traffico veicolari come l'Aurelia SS1.

2.1.2. Il bando di gara e gli studi idraulici

Il bando di gara redatto dal Comune di Grosseto contiene oltre agli studi idraulici e geologici dell'area di interesse, anche un progetto preliminare realizzato dai tecnici comunali con il supporto di professionisti esterni all'amministrazione.

Il preliminare prevede la costruzione di un ponte ad arco simmetrico, avente due archi inclinati verso il centro dell'impalcato e scollegati da esso, avente l'asse principale posto in direzione trasversale all'asse del fiume.

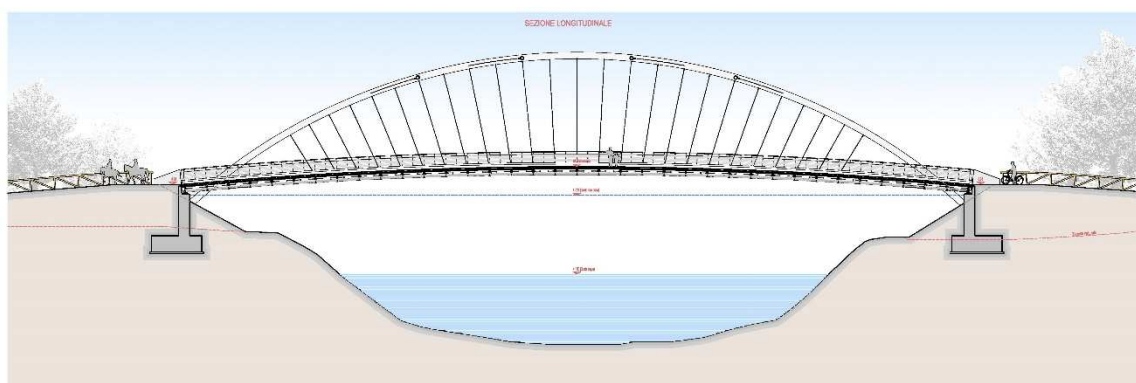


Figura 2.5 - Sezione longitudinale del ponte secondo il progetto preliminare redatto dal Comune di Grosseto

Il cambio di direzione della corrente in caso di piena impone che le rampe di accesso debbano essere ridotte al minimo in termini di spazio occupato per non interferire con la capacità di deflusso dello stesso corso d'acqua e per evitare condizioni locali di danneggiamento dei manufatti.

Il ponte previsto dal bando ha una luce netta di 72.00m una monta centrale dell'impalcato di 1.00m e una larghezza complessiva dell'impalcato di circa 4m per consentire il passaggio, oltre che dei pedoni e dei cicli, anche dei mezzi di soccorso in caso in di emergenza.

Nella relazione idraulica, con riferimenti agli studi effettuati dal Prof. Paris, viene indicata la quota di massima piena per un tempo di ritorno di 200 anni, pari a +7.24m s.l.m.m. mentre il piano di campagna (piano medio di golena) si trova ad una quota media di +6.00m s.l.m.m.

Per fare ciò anche le strade di accesso dovranno essere mantenute al livello attuale del terreno, per evitare interazioni con i fenomeni di deflusso. Inoltre per evitare problemi di erosione sono previste delle opere di protezione delle sponde con scogliera in massi ciclopici, delle scarpate con materassini tipo Reno.

2.2. Tipologie di ponte prese in esame per il presente studio

Viste le caratteristiche dell'area d'intervento, la scelta della tipologia dell'opera ha richiesto uno studio comparativo tra varie soluzioni, sulla base di principi quali: l'inserimento ambientale, la funzionalità, la sicurezza degli utenti, l'economia e la pericolosità idraulica del sito in esame. La necessità di avere un impalcato a quota più alta rispetto alla golena, e la necessità di avere manufatti quanto meno invasivi possibile rispetto all'area di deflusso del corso d'acqua, hanno fatto sì che le soluzioni nelle quali la struttura portante fosse al di sotto dell'impalcato siano state escluse a priori. Dunque la scelta, escludendo le soluzioni a travata, con pile in alveo, o ad arco a via superiore, è stata limitata a ponti a struttura reticolare a via inferiore, ponti sospesi o strallati, ponti ad arco a via inferiore.

La prima soluzione (ponte a struttura reticolare a via inferiore) è stata scartata per motivi meramente estetici non ritenendo il tipo di struttura idoneo all'area nel quale avrebbe dovuto essere inserito. Sono state proposte dunque due soluzioni strallate, ed una ad arco a via inferiore. Entrambe le tipologie previste hanno avuto come scopo principale quello di mantenere il più possibile un impalcato leggero, e trasparente per adempiere alle richieste specificate nel bando di gara.

Per fare ciò è stata prevista una pavimentazione con tavole lignee trasversali, distanti fra loro 10mm, in modo da poter permettere il passaggio senza difficoltà di mezzi e persone, ma allo stesso tempo di non occludere totalmente la vista al fiume sottostante. Inoltre, per utilizzare una pavimentazione avente tali caratteristiche sono state scartate tutte le ipotesi che prevedessero come impalcato soluzioni a cassone.

Per ciascuna di queste soluzioni è stato realizzato uno studio di dimensionamento preliminare, seguito da una modellazione con programma di calcolo sap2000 V.14 con soli *elementi frame* per le aste e i tubolari ed *elementi cable* per gli stralli o i pendini. Anche in fase preliminare si è tenuto conto degli effetti del secondo ordine effettuando analisi non lineari, necessarie inoltre per gli *elementi cable* con i quali sono stati modellati i cavi.

L'analisi agli elementi finiti ha permesso anche in prima battuta di tenere conto delle frequenze proprie della struttura così da valutare subito la necessità o meno di una successiva analisi nel dominio del tempo per problemi di risonanza. Non si è tenuto conto in queste analisi preliminari degli effetti dinamici delle folle in transito sul ponte, lasciando questo aspetto alla fase successiva, una volta definita la tipologia di ponte da adottare.

2.3. Soluzione 1 – Ponte strallato con antenna ad A

Escluse per motivi già definiti al paragrafo precedente altre soluzioni, la prima proposta per il caso studio è stata una soluzione strallata con antenna A ricurva in direzione longitudinale, secondo un arco di cerchio.

La soluzione strallata, per quanto risulti meno conveniente di altre soluzioni come quella ad arco a via inferiore, ha senza dubbio il vantaggio dal punto di vista estetico di creare una forma più dinamica e vibrante.

In questa soluzione l'impalcato è appeso all'antenna nel punto di incontro dei due tubolari in acciaio mediante un doppio piano di stralli inclinati e avente disposizione a ventaglio con ancoraggio distribuito per avere maggiore facilità degli stralli stessi. I cavi di ormeggio, o stralli di riva invece sono disposti parallelamente e si ancorano al blocco di fondazione che sostiene anche l'antenna ad A, mentre l'impalcato è costituito da due scatolari laterali ai quali sono ancorati gli stralli ed uno scatolare centrale che serve per stabilizzare torsionalmente l'impalcato.

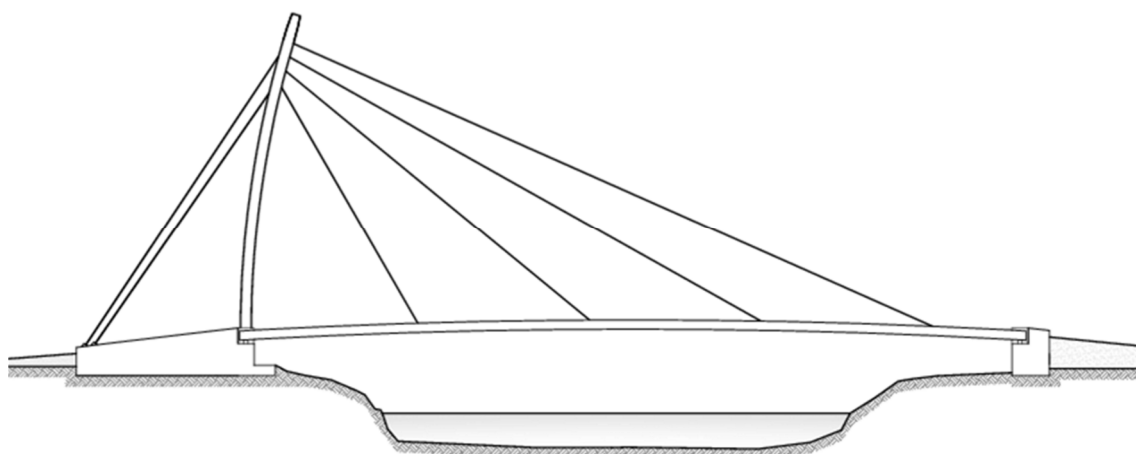


Figura 2.6 - Soluzione 1 - Sezione longitudinale

L'impalcato è costituito da tre scatolari cavi, due laterali per consentire l'ancoraggio degli stralli, e uno centrale più grande che garantisce un miglior comportamento flessionale e torsionale dell'impalcato stesso.

Gli scatolari laterali hanno dimensioni 400x400x12mm mentre quello centrale di forma trapezoidale ha un'altezza di 800mm, la base maggiore di 1000mm e la minore di 600mm, uno spessore di 20mm. La controventatura orizzontale è realizzata mediante profili UPN200.

I traversi hanno passo di 2m e sono realizzati con delle piastre in acciaio di spessore pari a 10mm irrigidite superiormente e inferiormente, mentre il piano di calpestio è sorretto da profili HEA 100 disposti con passo pari a 50cm e aventi luce di 2m come il passo dei traversi.

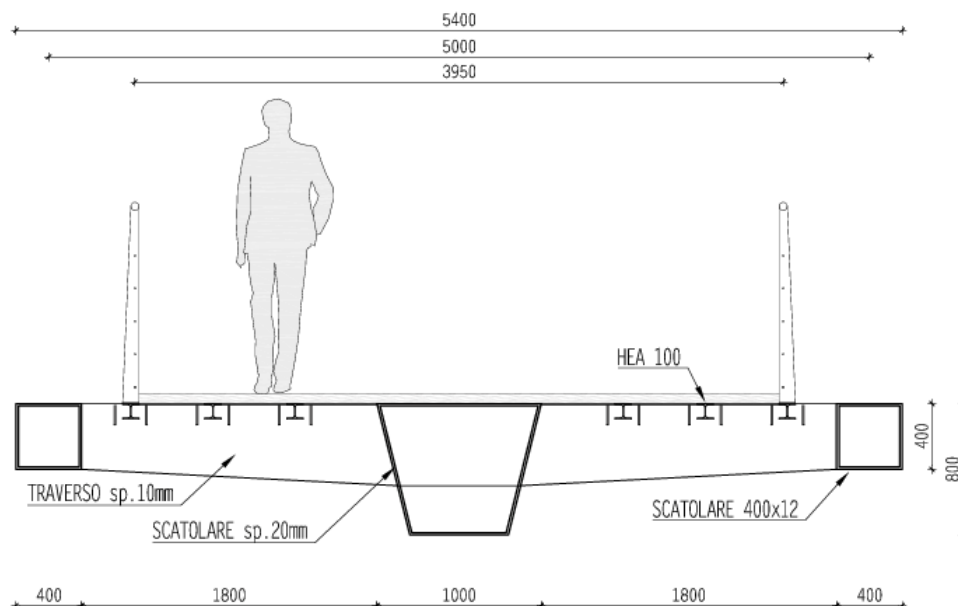


Figura 2.7 - Soluzione 1 - Sezione trasversale

Caratteristiche della struttura:

<i>Luce impalcato tra i due appoggi</i>	<i>72 m</i>
<i>Altezza antenne dalla quota media dell'impalcato</i>	<i>30 m</i>
<i>Numero stralli di campata</i>	<i>8</i>
<i>Numero stralli di riva</i>	<i>4</i>
<i>Rapporto luce/altezza antenne</i>	<i>2,4</i>
<i>Rapporto luce/altezza impalcato</i>	<i>90</i>

L'analisi preliminare della struttura è stata eseguita come già detto con il programma di calcolo SAP2000 e sono stati impiegati:

- 232 elementi frame
- 12 elementi cable
- 40 elementi link (rigid)

Gli elementi *frame* sono stati disegnati a partire da un modello tridimensionale eseguito con AUTOCAD v.2012, del quale sono stati importati gli assi. Per fare coincidere gli assi di alcuni elementi *frame*, è stato necessario collegarli con degli elementi *link* (connessioni rigide).

Agli elementi *cable* è stato assegnato un pretiro valutato con procedimento iterativo tenendo conto delle deformazioni ottenute con i pesi propri agenti sulla struttura.

Le deformazioni allo stato limite di esercizio sono state valutate tenendo conto oltre che dei pesi propri di una stesa di carico uniformemente distribuita pari al carico dovuto alla folla: $q_f=5.00\text{kN/m}^2$

Si riporta di seguito un estratto dal codice di calcolo SAP2000 del modello usato per la fase preliminare.

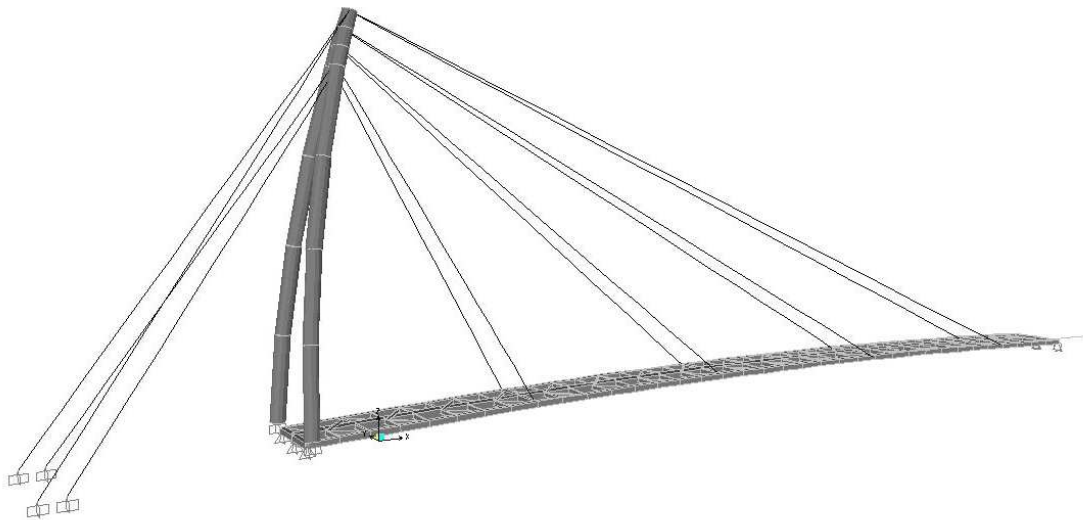


Figura 2.8 - Soluzione 1 - Modello FEM preliminare

Infine si riporta un breve riassunto del computo metrico redatto successivamente alla definizione del modello, utile anch'esso alla scelta della soluzione progettuale più idonea:

<i>Peso complessivo impalcato</i>	<i>75 000 kg</i>
<i>Peso antenna</i>	<i>45 000 kg</i>
<i>Peso impalcato al metro lineare</i>	<i>1050 kg/m</i>

2.4. Soluzione 2 – Ponte ad arco inclinato

Come seconda ipotesi progettuale si è deciso di optare per una soluzione ad arco a via inferiore, come previsto dal progetto originario, variando però lo sviluppo del tema.

In questo caso si è scelto di realizzare un impalcato curvilineo in pianta a curvatura costante con raggio di curvatura pari a 153m avente dunque una linea d'asse scostata in mezzzeria dalla congiungente tra gli appoggi di 4 metri.

La struttura di sospensione è un arco realizzato mediante profilo circolare cavo, inclinato rispetto alla verticale in direzione dell'impalcato stesso di diametro pari a 1200mm e spessore di 25mm.

I pendini risultano in questo caso ancorati sui entrambi i lati dell'impalcato ma sfalsati con un passo di 8 metri.

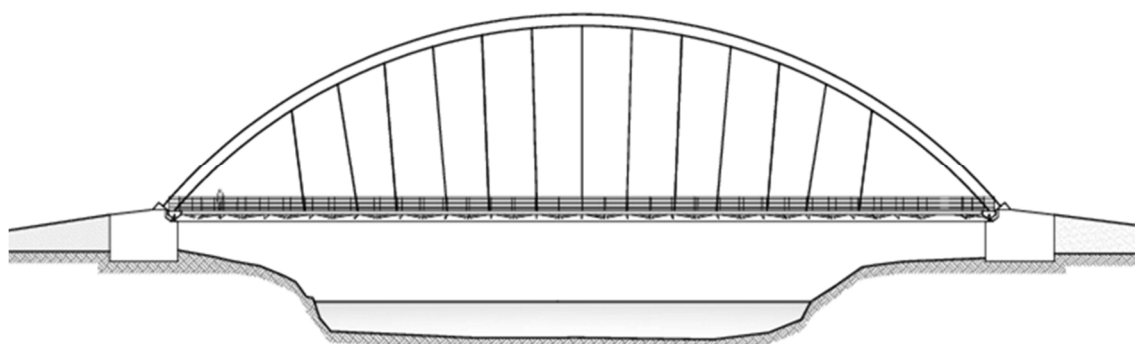


Figura 2.9 - Soluzione 2 - Vista frontale

L'impalcato è costituito da profili tubolari cavi, i pendini sono ancorati ai tubi laterali che hanno diametro di 350 mm e spessore di 12mm, il profilo tubolare centrale, disposto ad una quota più bassa ha un diametro di 600mm e spessore 12mm.

La controventatura orizzontale è realizzata mediante tubolari di diametro 150mm e spessore 8mm.

I traversi hanno passo di 2m e sono realizzati con delle piastre in acciaio di spessore pari a 10mm irrigidite superiormente e inferiormente, mentre il piano di calpestio è sorretto da profili HEA 100 disposti con passo pari a 50cm e aventi luce di 2m come il passo dei traversi.

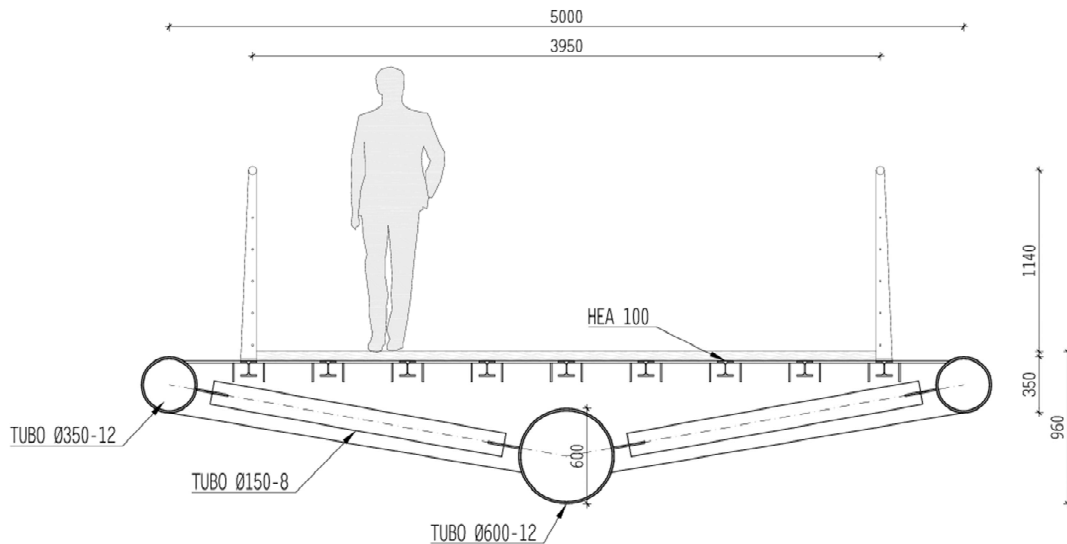


Figura 2.10 - Soluzione 2 - Sezione trasversale

Caratteristiche della struttura:

<i>Luce impalcato tra i due appoggi</i>	<i>72 m</i>
<i>Altezza arco dalla quota media dell'impalcato</i>	<i>18 m</i>
<i>Numero pendini</i>	<i>13</i>
<i>Rapporto luce/altezza arco</i>	<i>4</i>
<i>Rapporto luce/altezza impalcato</i>	<i>75</i>

L'analisi preliminare della struttura è stata eseguita come già detto con il programma di calcolo SAP2000 e sono stati impiegati:

- 236 elementi frame
- 13 elementi cable
- 222 elementi shell

Gli elementi *frame* sono stati disegnati a partire da un modello tridimensionale eseguito con AUTOCAD v.2012, del quale sono stati importati gli assi. I traversi sono stati modellati come elementi *shell* (bidimensionali).

Agli elementi *cable* è stato assegnato un pretiro valutato con procedimento iterativo tenendo conto delle deformazioni ottenute con i pesi propri agenti sulla struttura.

Le deformazioni allo stato limite di esercizio sono state valutate tenendo conto oltre che dei pesi propri di una stesa di carico uniformemente distribuita pari al carico dovuto alla folla:
 $q_f=5.00\text{kN/m}^2$

Si riporta di seguito un estratto dal codice di calcolo SAP2000 del modello usato per la fase preliminare.

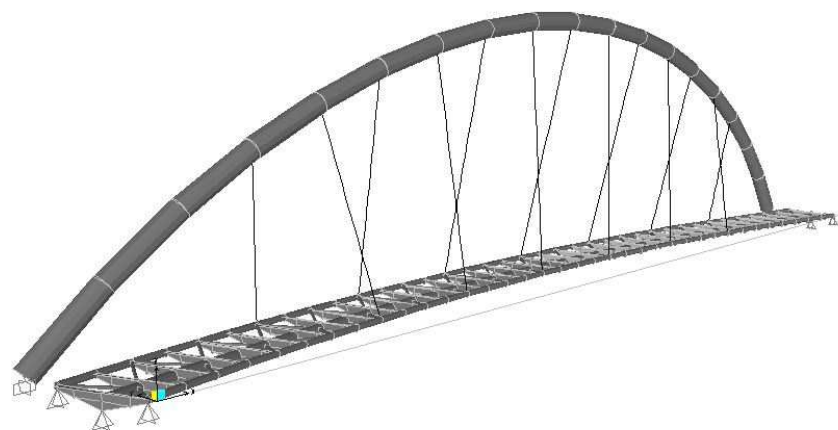


Figura 2.11 - Soluzione 2 - Modello FEM preliminare

Infine si riporta un breve riassunto del computo metrico redatto successivamente alla definizione del modello, utile anch'esso alla scelta della soluzione progettuale più idonea:

<i>Peso complessivo impalcato</i>	<i>50 000 kg</i>
<i>Peso arco</i>	<i>60 000 kg</i>
<i>Peso impalcato al metro lineare</i>	<i>700 kg/m</i>

2.5. Soluzione 3 – Ponte strallato antenna singola

La terza soluzione presa in considerazione è una soluzione strallata con una sola antenna inclinata verso l'impalcato e con stralli di campata disposti a ventaglio.

L'antenna ha sezione rettangolare, è composta da lamiere metalliche irrigidite longitudinalmente ed è rastremata verso l'alto.

L'impalcato ha una asse rettilineo nel piano orizzontale mentre risulta inarcato verso l'alto nel piano verticale, con una monta in mezzaria di 1.00m nella configurazione iniziale.

Gli stralli disposti all'esterno piano di calpestio, sono ancorati a dei profili scatolari quadrati e hanno un passo di 16.00m.

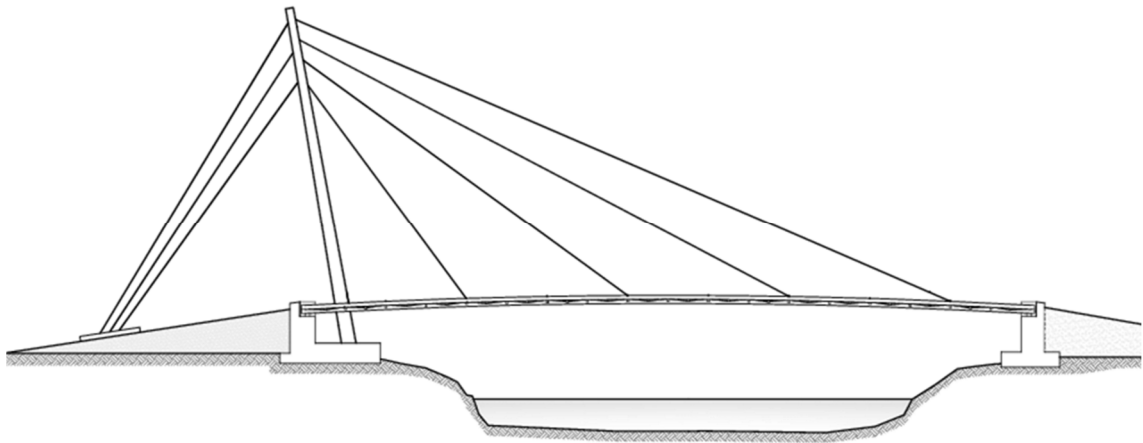


Figura 2.12 - Soluzione 3 - Vista Frontale

L'impalcato è costituito da tre scatolari cavi, due laterali per consentire l'ancoraggio degli stralli, e uno centrale più grande che garantisce un miglior comportamento flessionale e torsionale dell'impalcato stesso.

Gli scatolari laterali hanno dimensioni 400x400x15mm mentre quello centrale di forma trapezoidale ha un'altezza di 800mm, la base maggiore di 1000mm e la minore di 600mm, uno spessore di 20mm. La controventatura orizzontale è realizzata mediante profili UPN240.

I traversi hanno passo di 2m e sono realizzati con delle piastre in acciaio di spessore pari a 10mm irrigidite superiormente e inferiormente, mentre il piano di calpestio è sorretto da profili HEA 120 disposti con passo pari a 60cm e aventi luce di 2m come il passo dei traversi.

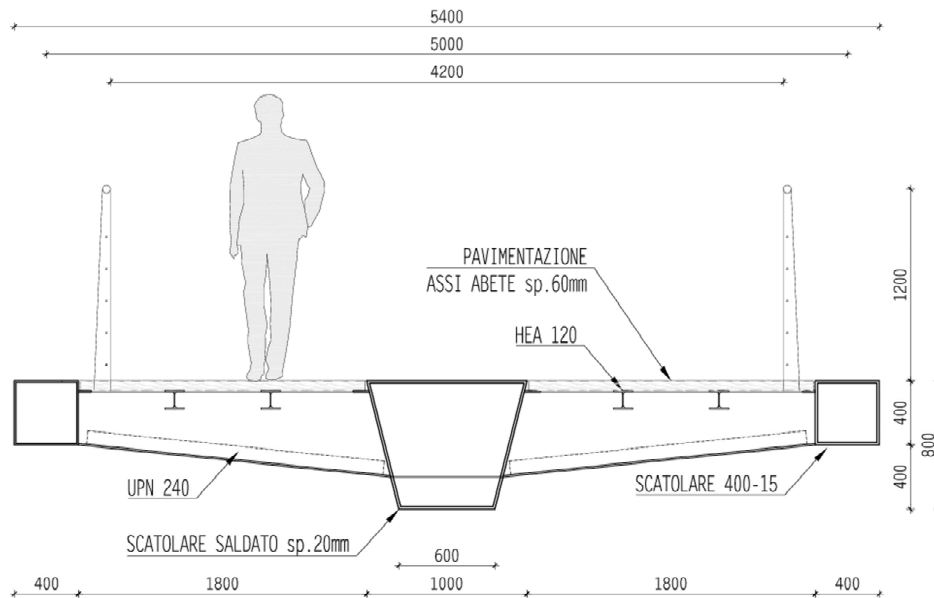


Figura 2.13 - Soluzione 3 - Sezione trasversale

Caratteristiche della struttura:

Luce impalcato tra i due appoggi	72 m
Altezza antenne dalla quota media dell'impalcato	30 m
Numero stralli di campata	8
Numero stralli di riva	3
Rapporto luce/altezza antenne	2,4
Rapporto luce/altezza impalcato	90

L'analisi preliminare della struttura è stata eseguita come già detto con il programma di calcolo SAP2000 e sono stati impiegati:

- 265 elementi frame
- 11 elementi cable
- 18 elementi link (rigid)

Gli elementi *frame* sono stati disegnati a partire da un modello tridimensionale eseguito con AUTOCAD v.2012, del quale sono stati importati gli assi. Per fare coincidere gli assi di alcuni elementi *frame*, è stato necessario collegarli con degli elementi *link* (connessioni rigide).

Agli elementi *cable* è stato assegnato un pretiro valutato con procedimento iterativo tenendo conto delle deformazioni ottenute con i pesi propri agenti sulla struttura.

Le deformazioni allo stato limite di esercizio sono state valutate tenendo conto oltre che dei pesi propri di una stesa di carico uniformemente distribuita pari al carico dovuto alla folla: $q_f=5.00\text{kN/m}^2$

Si riporta di seguito un estratto dal codice di calcolo SAP2000 del modello usato per la fase preliminare.

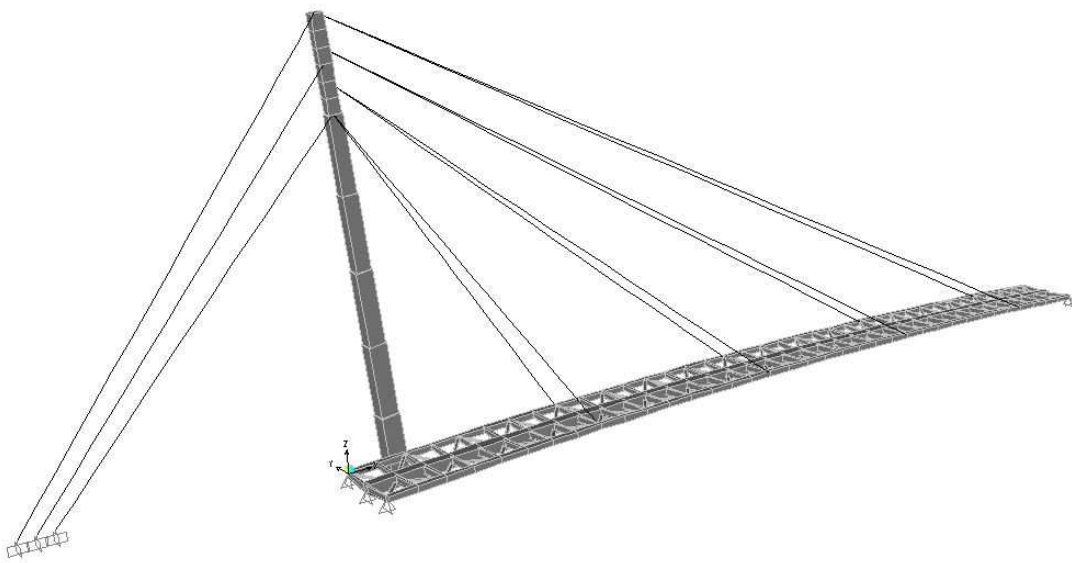


Figura 2.14 - Soluzione 3 - Modello FEM preliminare

Infine si riporta un breve riassunto del computo metrico redatto successivamente alla definizione del modello, utile anch'esso alla scelta della soluzione progettuale più idonea:

<i>Peso complessivo impalcato</i>	<i>66 000 kg</i>
<i>Peso antenna</i>	<i>20 000 kg</i>
<i>Peso impalcato al metro lineare</i>	<i>900 kg/m</i>

2.6. Soluzione scelta

Dalle analisi preliminari svolte si vede come la sovrastruttura incida profondamente nell'economia dell'opera, mentre il peso dell'impalcato per quanto parte predominante, rimane pressoché invariato tra le varie tipologie.

La soluzione ad arco inclinato, non sembra essere la più economica, per quanto di gradevole aspetto estetico, sia perché l'arco, lavorando fuori piano è soggetto a notevoli momenti flettenti tali da richiedere una consistente sezione resistente, sia perché con lo schema statico adottato, non è possibile realizzare un arco a spinta eliminata e quindi le fondazioni si troverebbero su entrambe le sponde a dover sopportare notevoli carichi orizzontali.

Le soluzioni strallate, notoriamente meno economiche, anche in questo caso il vantaggio di poter limitare in parte la quantità di acciaio utilizzato per la sovrastruttura, specialmente la terza soluzione proposta.

Il ridotto costo della sovrastruttura può così giustificare un maggior costo delle fondazioni dal lato ove sono ancorati gli stralli di riva, che richiederanno anch'essi fondazioni profonde e che si troveranno a dover resistere a notevoli spinte orizzontali.

L'altezza quasi doppia della soluzione strallata inoltre può ben sposare la necessità di creare un forte segno sul territorio, e fungere così da elemento di identificazione di un'area fino ad oggi considerata marginale e poco frequentata.

La presenza di un'antenna ben visibile da lontano, per quanto poco impattante date le esigue dimensioni, potrebbe essere il segno distintivo di un'opera che altrimenti rischia di passare quasi inosservata.

Lo svantaggio relativo all'interferenza dei cavi inclinati della soluzione ad antenna singola rispetto a quello ad antenna doppia, può essere risolto facilmente variando leggermente l'inclinazione dell'antenna o allargando leggermente l'impalcato.

Un'ulteriore economia dell'opera è stata ottenuta realizzando l'antenna, prevalentemente soggetta a sforzi di compressione in calcestruzzo armato, utilizzando l'acciaio per realizzare solo l'

CAPITOLO 3 - DESCRIZIONE DELLO STATO DI PROGETTO

Lo scopo di tale studio è quello di valorizzare un luogo oggi all'esterno dei percorsi turistici principali dell'area circostante, riproponendo in veste moderna quel collegamento che un tempo era affidato alle barche, attraverso una struttura leggera, trasparente, ma allo stesso tempo ben visibile da lontano.



Figura 3.1 - Vista del ponte e della sistemazione circostante

La scelta di una soluzione strallata ha avuto il duplice obiettivo di riproporre il cavo, come elemento principale, così come lo era per la trazione delle barche, e di rendere l'opera ben visibile da lontano, per creare una sorta di icona, che potesse dare una localizzazione spaziale ben definita ad un luogo altrimenti ben poco visibile e accessibile.

Il piano di campagna è posto a 6.00m s.l.m.m, la quota minima prevista per gli appoggi, dovuta alla quota della piena del fiume Ombrone valutata secondo un tempo di ritorno duecentennale è pari a 7.24m s.l.m.m. rispetto alla quota di normale scorrimento che è posta a 1.00m s.l.m.m.

Per evitare che un fenomeno di esondazione di tale entità possa pregiudicare la stabilità dell'opera la quota di imposta degli appoggi è stata posta a 7.74m s.l.m.m. ovvero mantenendo un franco di sicurezza di 0.50m rispetto alla piena duecentennale.

Per l'accesso all'opera sono necessarie dunque due rampe in rilevato che elevino la via di accesso dal piano campagna alla quota di sbarco che è pari a 8.34m s.l.m.m.

3.1. La struttura

Le opere in elevazione sono realizzate in acciaio S355 ad eccezione dell'antenna che è realizzata per la parte iniziale in c.a. C50/60. Le opere fondali e le opere di sostegno sono realizzate in c.a. di varie classi di resistenza e di esposizione.

L'impalcato ha una luce di 72.00m ed una monta in mezzeria di 1.00m rispetto alla quota sugli appoggi, la parte strutturale è realizzata in acciaio S355 mentre la parte calpestabile in tavole di legno di pino di spessore 60mm.

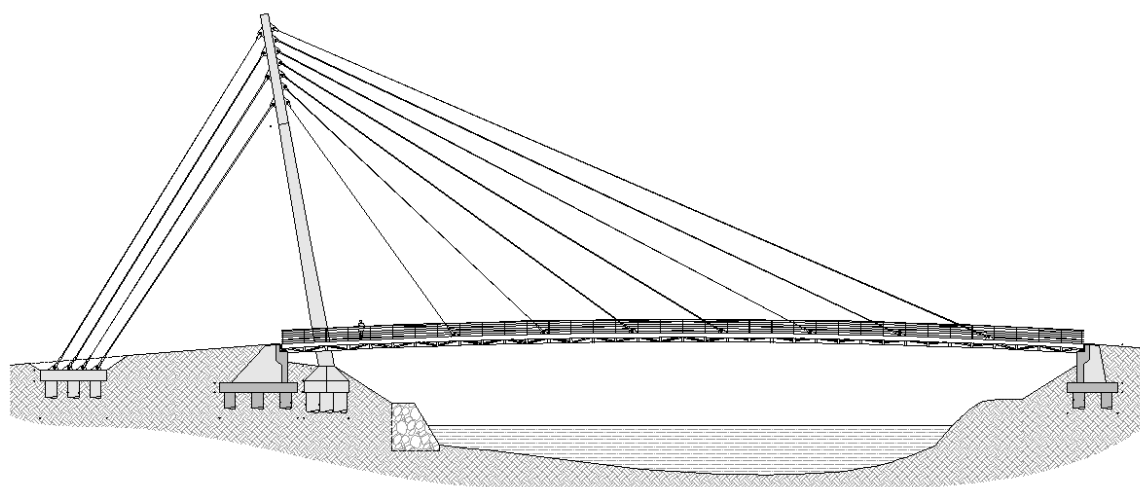


Figura 3.2 - Prospetto del ponte

L'impalcato è composto esclusivamente da elementi strutturali che sono i due scatolari laterali, un cassone centrale e dei traversi aventi interasse di 2.00m, ha una larghezza complessiva di 5.32m, l'interasse tra le piastre di ancoraggio degli stralli è di 5.00m e la larghezza netta calpestabile è pari a 4.20m.

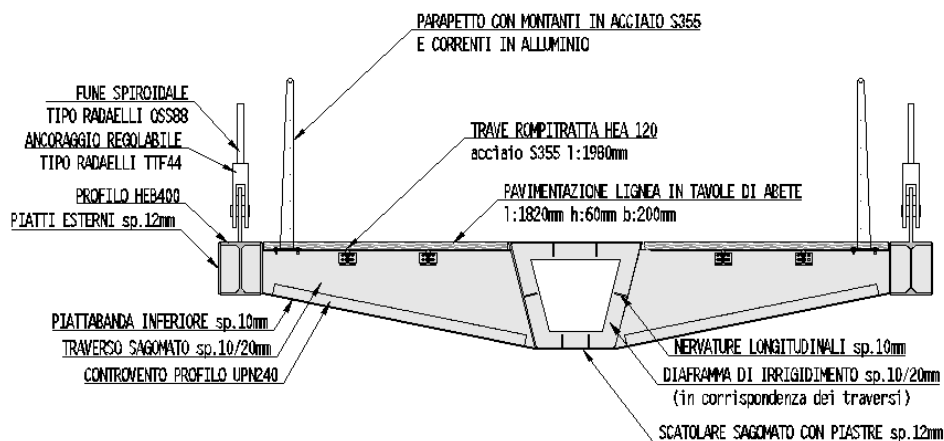


Figura 3.3 - Sezione dell'impalcato

Gli scatolari laterali sono realizzati con degli HEB400 a cui sono state aggiunte delle piastre esterne di spessore 12mm per dare maggiore rigidità e maggiore resistenza per le sollecitazioni di compressione.

Il cassone centrale è realizzato saldando piastre di sp.12mm, sono state aggiunte delle nervature longitudinali di alte 100mm e spesse 10mm e dei diaframmi in corrispondenza dei travesi di spessore pari a 10mm (20mm in corrispondenza degli stralli) per dare maggiore rigidità torsionale e flessionale al cassone.

I travesi sono dei piatti di spessore pari a 10mm, in corrispondenza degli stralli e degli appoggi i travesi hanno spessore pari a 20mm. Sono irrigiditi da una piattabanda superiore ed una inferiore larga 100mm e spessa 10mm. In corrispondenza dei travesi sono presenti delle flange di irrigidimento saldate all'anima e alle piattabande dei profili HEB400.

Le tavole di legno sono larghe 200mm lunghe 1820mm e spesse 60mm. Sono state verificate nei confronti delle sollecitazioni del carico folla e del carico dovuto ad un veicolo di servizio. Sono sorrette dai cassoni laterali e da due travi rompitratta con interasse di circa 600mm realizzate con dei profili HEA120 di 2.00m di luce uniti ai travesi mediante squadrette 80x80x6 e bulloni M24 cl.8.8.

L'impalcato è sorretto da 14 stralli tipo Radaelli OSS48 dal diametro nominale di 48mm ancorati mediante un dispositivo di ancoraggio fisso posto sull'antenna ed uno regolabile che ne consente il tiro posto sull'impalcato.

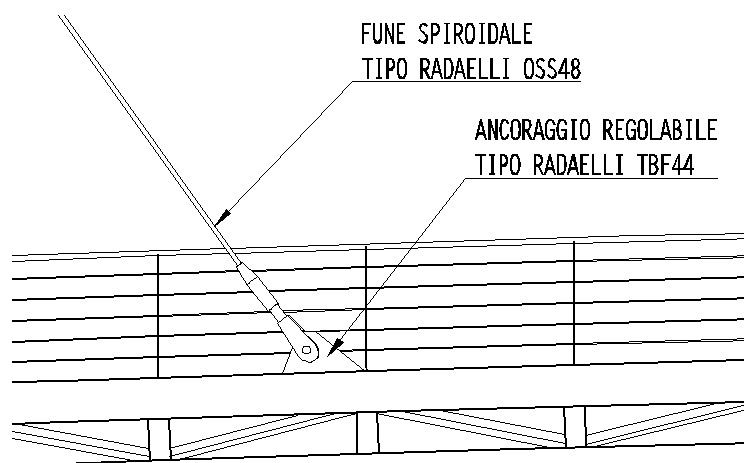
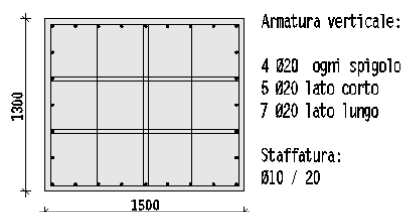


Figura 3.4 - Sistema di sospensione dell'impalcato

L'impalcato è sorretto da un antenna di altezza complessiva pari a 32.00m realizzata per i primi 22.00 in c.a. classe C50/60 e la parte sommitale per un'altezza pari a 10.00m è realizzata in acciaio S355. L'antenna ha una sezione variabile rettangolare che si rastrema verso l'alto sia nella parte

in c.a. che nella parte in acciaio. La parte in c.a. ha una sezione di base pari 1500x1300mm e una sezione di testa di 1100x900mm. La parte in acciaio S355 ha un sezione di base pari a 1080x880mm e una sezione di testa di 880x680mm.

SEZIONE DI BASE - ANTENNA CA



SEZIONE DI BASE - ANTENNA ACCIAIO

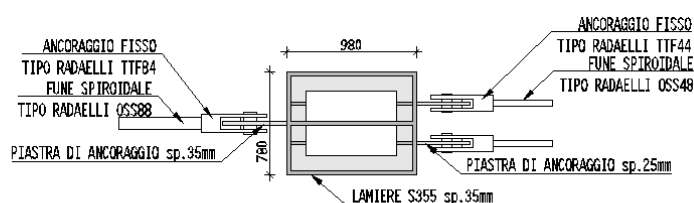


Figura 3.5 - Sezioni tipo antenna in calcestruzzo e acciaio (quote in mm)

L'antenna è sorretta da un plinto a base esagonale inscritta in un cerchio di 4.62m di diametro, alto 2.30m realizzato in calcestruzzo C40/50. Si fonda su 6 pali di 1200mm lunghi 20.00m realizzati con calcestruzzo C28/35.

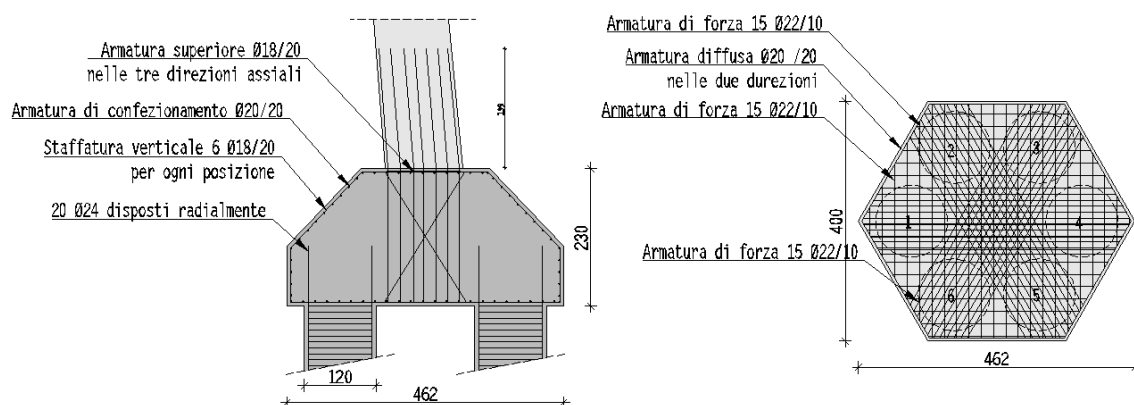


Figura 3.6 - Plinto di fondazione antenna (quote in cm)

Le spalle sono realizzate in calcestruzzo C40/50 e sono dissimetriche, la diversità è dovuta alle diverse azioni a cui sono soggette.

Dalla parte opposta all'impalcato l'antenna è sostenuta da 4 stralli tipo Radaelli OSS88 dal diametro nominale di 80mm ancorati da un lato all'antenna mediante un dispositivo di ancoraggio fisso (tipo RADAELLI TTF84) dall'altro ad una zattera di ancoraggio mediante un dispositivo regolabile (tipo RADAELLI TBF84) che ne consente il pretiro.

Le piastre di ancoraggio dei dispositivi di ritenuta dei cavi sono rese solidali alla zattera di ancoraggio mediante una piastra tirafondata con barre M30 cl.8.8 e dei profili HEB400 disposti con l'asse longitudinale parallelo all'asse Z atti a trasmettere le azioni di taglio.

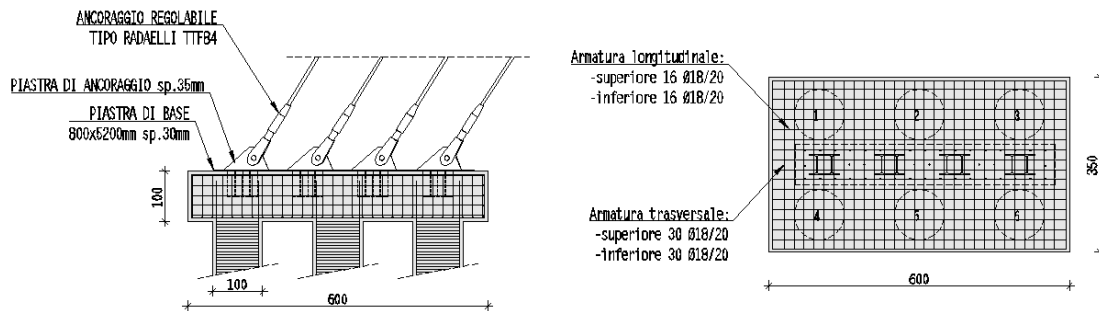


Figura 3.7 - Zattera di ancoraggio stralli di riva (quote in cm)

La spalla sinistra è ancorata al terreno per mezzo di 6 pali di 1000mm di diametro disposti secondo una maglia rettangolare e profondi 20.00m realizzati con calcestruzzo C28/35.

La spalla di sinistra (lato antenna) deve sopportare sia i carichi verticali che i carichi orizzontali indotti dall'impalcato soggetto a compressione dovuta al tiro dei cavi. Tale azione di compressione deve esser contrastata dalla spalla che avrà dei dispositivi di vincolo agenti sia in senso verticale (appoggi tipo VASOFLO) che in senso orizzontale (appoggi tipo NEOARM) funzionanti come dei respingenti. Per resistere alle azioni orizzontali sono stati introdotti nella spalla dei setti in c.a. verticali che hanno lo scopo di riportare alla zattera di fondazione tali azioni.

La spalla sinistra è ancorata al terreno per mezzo di 12 pali di 1000mm di diametro disposti secondo una maglia rettangolare e profondi 20.00m realizzati con calcestruzzo C28/35.

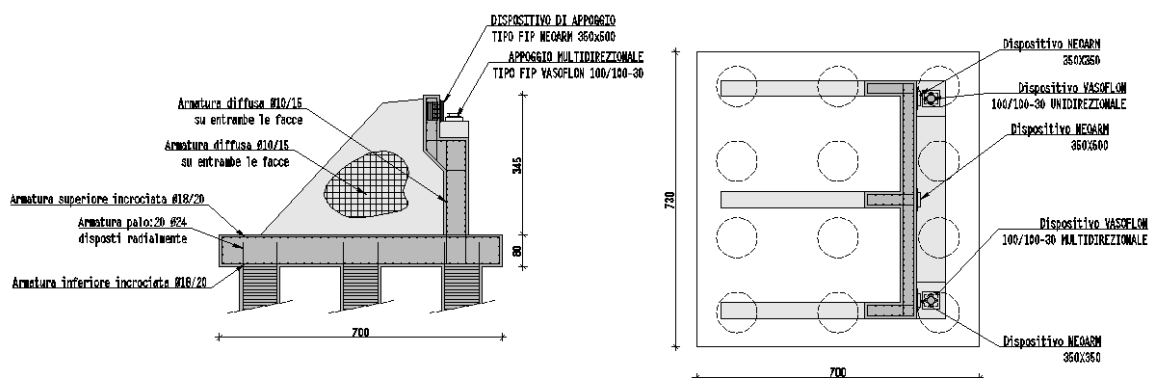


Figura 3.8 - Spalla sinistra (quote in cm)

La spalla destra deve sostenere solo i carichi verticali derivanti dall'impalcato, ha dunque un'estensione minore in pianta della precedente, ma mantiene la stessa forma per quanto riguarda il muro frontale.

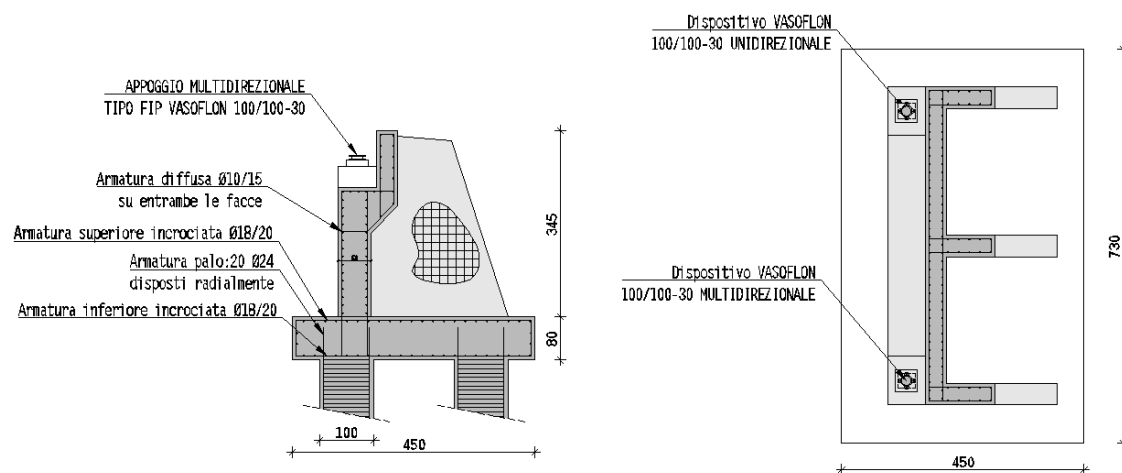


Figura 3.9 - Spalla destra (quote in cm)

La spalla destra è ancorata al terreno per mezzo di 8 pali di 1000mm di diametro disposti secondo una maglia rettangolare e profondi 20.00m realizzati con calcestruzzo C28/35.

3.2. La sistemazione dell'area circostante

Si è cercato pur rimanendo all'interno dei limiti di operabilità imposti dal bando comunale di dare un nuovo volto all'area limitrofa, proponendo una sistemazione della zona circostante in modo da spostare la funzionalità del ponte da luogo di transito a luogo di sosta. Il progetto proposto prevede che venga riqualificata un'area per circa 4300mq in sponda sinistra e circa 1000mq in sponda destra.



Figura 3.10 - Planimetria dell'area di intervento

In riva destra sono previste sistemazioni che riguardano essenzialmente la sponda che sarà protetta con mantellate e rivestita con terreno vegetale per integrare l'intervento di sistemazione idraulica con l'ambiente circostante; in sponda sinistra saranno concentrate le sistemazioni intese in senso stretto ed è previsto un percorso pedonale con una circolazione ad anello che parte dal ponte e, attraversando l'acqua, torna su se stesso.

Il problema che si è palesato fin da subito è che la zona di intervento si trova all'interno della golenia del fiume, ovvero in una zona suscettibile da allagamenti anche con tempi di ritorno piuttosto brevi, questo ha obbligato ad escludere a priori tutta una serie di interventi relativi ad arredi urbani che avrebbero potuto facilmente essere portati via dalla corrente, quali staccionate in legno, pavimentazioni in ghiaia sciolta, tavoli da pic-nic o strutture temporanee.

Si è pensato dunque di utilizzare come arredi gli stessi massi ciclopici utilizzati per la sistemazione della sponda sinistra del fiume soggetta ad erosione (massi con peso maggiore alle 3 tonnellate) e delle gabbionate metalliche riempite con elementi lapidei per creare dei punti di sosta per i cavalli o delle zone di seduta per gli utenti del ponte.

La sistemazione della sponda prevede inoltre la creazione di una banchina per l'accesso e lo stazionamento delle canoe e per la pesca sportiva. La banchina permetterà di giungere fino a sotto al ponte, in modo da poter dare una vista globale dello stesso da parte dei fruitori e per creare delle zone d'ombra per chi staziona sulla banchina.



Figura 3.11 - Fotoinserimento del ponte e delle sistemazioni esterne

E' stata prevista infine anche la piantumazione di essenze arboree tipiche della zona quali il rosmarino, il lentisco e la ginestra, sono state evitate le piante di alto fusto in quanto potrebbero ostacolare il deflusso delle acque in fase di piena.

Attraverso l'uso di materiali naturali e locali, si ottiene una chiarezza distributiva in linea con i caratteri del contesto.

CAPITOLO 4 - ANALISI PRELIMINARE DEI PONTI STRALLATI

Attualmente, lo studio di queste tipologie di ponte è effettuato mediante programmi di calcolo agli elementi finiti FEM, che consentono una progettazione molto accurata nella quale è possibile tenere conto anche dei problemi relativi all'instabilità, ai funzionamenti locali di particolari meccanismi, agli effetti del secondo ordine o anche alla non linearità dei materiali, relegando il calcolo manuale solo alla fase iniziale di predimensionamento.

Il calcolo manuale per semplicità di esecuzione, si basa in generale su teorie del primo ordine, ovvero, per non appesantire troppo il calcolo vengono trascurati gli effetti provocati dai carichi applicati su una struttura già deformata, che in fase di calcolo viene considerata quasi sempre come indeformata. Questo porta ovviamente ad un errore di valutazione delle azioni negli elementi strutturali o delle deformazioni che invece sono molto sensibili ai fenomeni del secondo ordine.

I moderni mezzi di calcolo agli elementi finiti, permettono di ovviare a tali carenze procedendo con analisi iterative che tengono conto degli stati deformati al momento dell'applicazione del carico e quindi risultano sicuramente più precisi di quelli svolti manualmente. Il calcolo manuale e i metodi usati in passato spesso basati sull'esperienza maturata con ponti strallati già realizzati, permettono comunque di definire alcune grandezze essenziali per poter dimensionare il ponte.

4.1. Il ponte strallato – definizioni

Per meglio comprendere quanto segue si definiscono quelli che sono gli elementi principali che costituiscono un ponte strallato:

- sovrastruttura: tutti quegli elementi che lavorano al di fuori del piano campagna, impalcato, sistema di sospensione, antenna ecc.
- sottostruttura: relativo alle strutture fondali, quali spalle, plinti di fondazione, pali di fondazione ecc....
- impalcato: insieme degli elementi strutturali che riguardano la parte di ponte che permetterà il transito dei pedoni/veicoli;
- antenna: elemento verticale che permette la sospensione dell'impalcato per mezzo di cavi.
- stralli: cavi in acciaio armonico.
- sistema di sospensione: elementi di sostegno dell'impalcato generalmente cavi in acciaio armonico o barre piene, dotati di elementi di ritegno che ne consentono la regolazione del tiro prima durante la messa in opera;

4.2. Il sistema di sospensione

Il sistema di sospensione può essere sostanzialmente di due tipi: centrale e laterale.

La *sospensione centrale* offre considerevoli vantaggi, il principale è sicuramente quello di natura estetica. L'uso quasi obbligatorio, in tale sistema, di un impalcato torso-rigido contribuisce inoltre alla riduzione dei momenti del secondo ordine come pure ad una maggiore stabilità dinamica e aerodinamica del tutto. Questo metodo di sospensione è caratterizzato inoltre, da un basso carico di fatica dei cavi, dato che un impalcato torso-rigido ha una grande capacità di diffusione per i carichi concentrati, limitando in questo modo la variazione di tensione negli stralli.

Gli svantaggi di un tale sistema risiedono, se utilizzato, nel pilone centrale che posto al centro della carreggiata porta inevitabilmente ad un aumento della larghezza dell'impalcato. Inoltre, quando si ha a che fare con impalcati molto larghi, come nel caso di ponti stradali con due carreggiate, i momenti torcenti diventano eccessivi e pertanto potrebbe non essere adatto.

La *sospensione laterale* è utilizzata nella maggior parte dei ponti strallati costruiti finora. Il piano degli stralli può essere verticale o inclinato, in quest'ultimo caso si utilizzano piloni a forma di A, i quali migliorano la rigidezza e la stabilità della struttura, riducono gli spostamenti dell'impalcato in quanto fa sì che i carichi eccentrici vengono assorbiti da tutti gli stralli (figura 2.1).

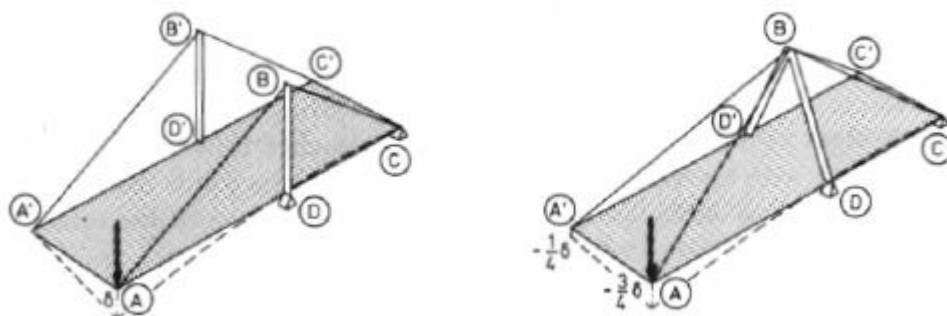


Figura 4.1 – Sospensione laterale dell'impalcato con stralli verticali e inclinati.

L'uso di piani di sospensione inclinati può dar origine a problemi di spazio nella direzione trasversale che possono però essere risolti o incrementando la larghezza dell'impalcato o utilizzando sbalzi su cui installare gli ancoraggi. La sospensione laterale in generale introduce momenti flettenti trasversali che sono massimi nel centro della sezione, mentre le forze di taglio lo sono all'estremità. In queste zone possono sorgere dei problemi specialmente se l'impalcato è in calcestruzzo, in quanto l'ancoraggio dei cavi può scontrarsi con gli eventuali cavi della precompressione trasversale.

4.3. Passo degli stralli

Nei primi ponti strallati erano utilizzati pochi stralli con ampi spazi, il che portava ad avere grandi sforzi nei cavi i quali richiedevano complicati congegni di ancoraggio nonché spessori notevoli dell'impalcato per la grande distanza che c'era fra i pochi cavi. Attualmente la tendenza è quella di utilizzare molti stralli con spazi molto più ridotti.

I vantaggi dell'utilizzo di una *strallatura diffusa* sono il grande numero di supporti elastici che porta a moderate flessioni longitudinali dell'impalcato sia durante la costruzione che in esercizio, rendendo possibile l'utilizzo di semplici ed economici metodi di costruzione e l'utilizzo di cavi di diametro più piccolo rispetto a strutture con stralli concentrati, il che semplifica la loro installazione, il loro ancoraggio e soprattutto la loro sostituzione. Inoltre la possibilità di poter utilizzare impalcato sottili crea enormi vantaggi dal punto di vista della stabilità aerodinamica.

Il passo degli stralli è generalmente mantenuto costante, orientativamente 6-15 metri, ma potrebbe decrementare andando dal pilone verso la parte centrale in modo che le forze non siano molto differenti tra uno strallo e il successivo.

4.4. Inclinazione degli stralli

L'altezza del pilone influenza molto la rigidità del sistema strutturale, infatti con l'aumento dell'inclinazione del cavo diminuisce la tensione nello stesso, oltre che non linearità e gli sforzi nell'impalcato. L'inclinazione degli stralli può essere messa in relazione con l'abbassamento del nodo che funge da collegamento fra l'impalcato e lo strallo più inclinato.

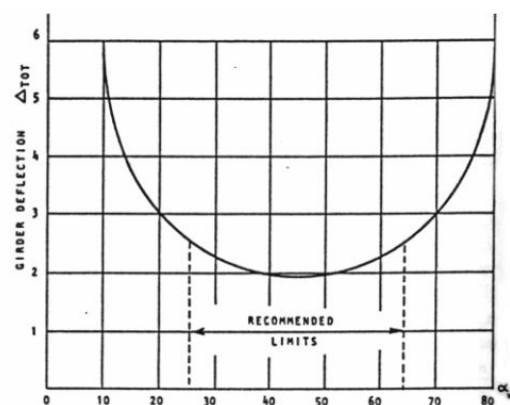


Figura 4.2 - Inclinazione dello strallo in funzione della flessione dell'impalcato

Su tale grafico si vede che l'inclinazione ottimale dei cavi è 45° ma può variare nel ragionevole limite di 25°-65°. I bassi valori dell'angolo di inclinazione corrispondono ai cavi esterni, mentre i valori più alti corrispondono ai cavi più vicini al pilone.

4.5. Altezza antenna

In generale possiamo scrivere:

$$h = L_c \tan 25^\circ$$

Tale relazione ci fornisce l'altezza minima della torre al di sotto della quale sarebbe opportuno non andare.

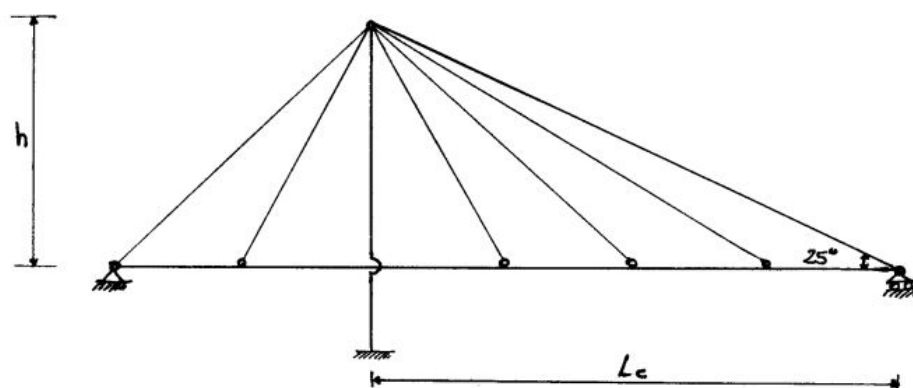


Figura 4.3 - Dimensionamento dell'antenna

4.6. Disposizione degli stralli

Gli schemi strutturali tipici dei ponti strallati possono suddividersi in due categorie fondamentali che si differenziano sostanzialmente soprattutto nei riguardi del comportamento statico, mentre la loro differenziazione formale è legata solo alla disposizione geometrica degli stralli, che può essere ad arpa o a ventaglio.

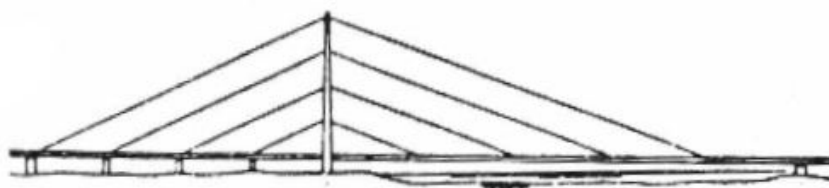


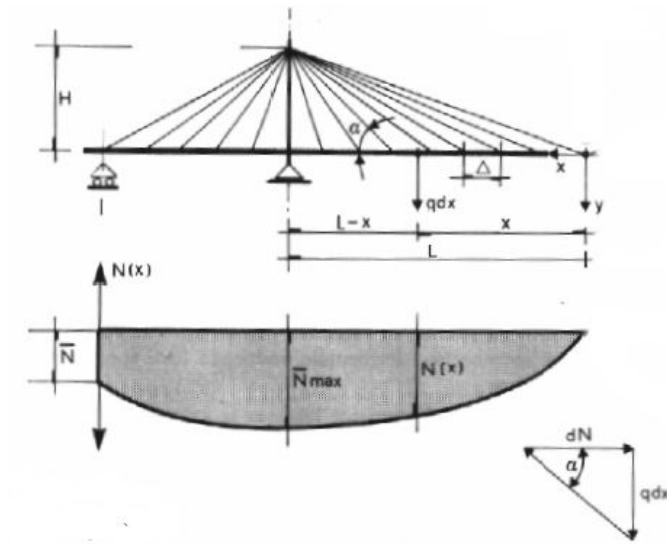
Figura 4.4 - Disposizione degli stralli ad arpa



Figura 4.5 - Disposizione degli stralli a ventagli

Dal punto di vista statico, considerando due ponti strallati: ad arpa uno e a ventaglio l'altro di uguale caratteristiche geometriche, il ponte ad arpa induce nell'impalcato uno sforzo normale doppio rispetto a quello a ventaglio.

Se supponiamo che il passo Δ fra gli stralli sia piccolissimo, considerando lo schema a ventaglio (figura 2.6), si ha:



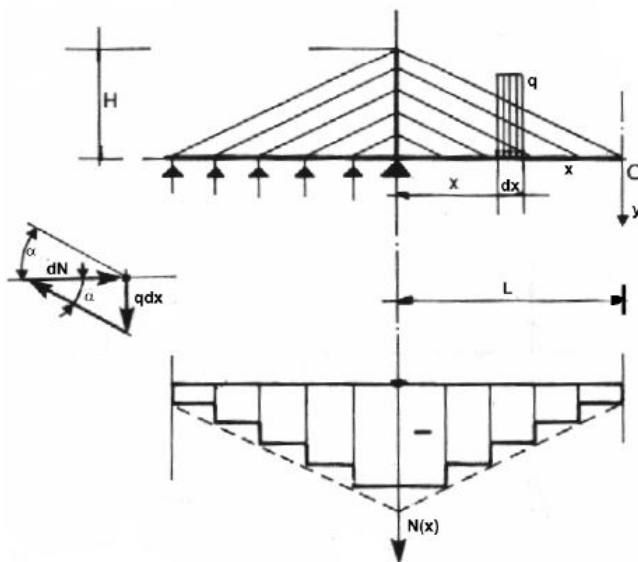
$$\frac{q dx}{dN} = \tan \alpha = \frac{H}{L - x}$$

Che esplicitando rispetto a dN e integrando tra 0 e L :

$$N_{max}(x = L) = \frac{q L^2}{2H}$$

Figura 4.6 - Sforzo normale nell'impalcato con disposizione a ventaglio

Per lo schema ad arpa:



$$\frac{q dx}{dN} = \tan \alpha = \frac{H}{L}$$

Che esplicitando rispetto a dN e integrando tra 0 e L :

$$N_{max}(x = L) = \frac{q L^2}{H}$$

Figura 4.7 - Sforzo normale nell'impalcato con disposizione ad arpa

Quindi a parità di sforzo normale nell'impalcato lo schema ad arpa richiede altezze delle antenne pari a due volte quella dello schema a ventaglio. Lo schema ad arpa anche se non è il migliore dal punto di vista statico ed economico è attraente per i suoi innegabili vantaggi estetici.

Lo schema a ventaglio è stato molto usato recentemente e perché offre diversi vantaggi, oltre a quello visto precedentemente.

- il peso totale dei cavi è sostanzialmente minore rispetto al tipo ad arpa;
- l'inflessione longitudinale dei piloni resta moderata;
- maggiore stabilità;
- minore inflessione del pilone e dell'impalcato se gli stralli di ormeggio sono ancorati a terra.

Il punto debole della soluzione a ventaglio risiede nel progetto e nella costruzione della testa dei piloni verso il quale tutti i cavi, teoricamente, sono condotti. Una convergenza ideale in pratica non può essere realizzata e per questa ragione è necessario estendere l'ancoraggio ad una zona più o meno estesa. Si realizza pertanto una soluzione intermedia fra il tipo ad arpa e quello a ventaglio che unisce i vantaggi ed elimina gli svantaggi dei due.

Grazie alla diffusione degli stralli nella parte superiore del pilone è possibile un buon progetto degli ancoraggi senza apprezzabili riduzioni dell'efficacia del sistema strallato. I cavi situati vicino al pilone sono più inclinati di quelli di un tipo ad arpa, ciò rende possibile ridurre la rigidità delle connessioni orizzontali tra i piloni e l'impalcato.

4.7. Scelta dell'antenna o pilone

La scelta della configurazione longitudinale e trasversale del pilone è legata allo schema strutturale adottato, al tipo di sospensione, agli effetti provocati dai carichi nonché a fattori estetici.

Lo schema strutturale, ad arpa a ventaglio o misto, pone un grosso vincolo alla libertà di scelta, in quanto, mentre per lo schema a ventaglio o misto ci si può orientare indifferentemente verso un pilone ad un solo braccio (ma anche 2) o ad A, per lo schema ad arpa il pilone ad uno o due bracci è quasi d'obbligo, in quanto usandone uno ad A il piano degli stralli non sarebbe più verticale.

Con gli stralli nello schema ad arpa i carichi accidentali non simmetrici possono essere bilanciati solo al costo di una significativa flessione longitudinale nel pilone. Questo quindi, deve avere non

solo un'adeguata resistenza a flessione, ma anche una sufficiente rigidità per ridurre la deformabilità dell'impalcato, in particolar modo se questo è flessibile.

L'uso del tipo a ventaglio offre per gli stralli innegabili vantaggi dal punto di vista delle forze nel pilone, nel quale è possibile creare vincoli orizzontali alla testa del pilone usando stralli di ancoraggio concentrati. Questo conferisce una grande rigidità a tutta la struttura.

Per quanto riguarda l'influenza del tipo di sospensione sulla scelta del tipo di pilone, dove è prevista la sospensione laterale il progetto dovrebbe essere basato tenendo conto delle seguenti condizioni:

- sagoma limite per il transito dei vincoli;
- comportamento trasversale del pilone.

Si deve fare in modo di instaurare uno stato di equilibrio stabile e permanente, prendendo in considerazione anche l'influenza dei fenomeni a lungo termine sotto l'azione dei carichi permanenti.

Per la sospensione centrale occorre tener presente che porta ad un aumento della larghezza dell'impalcato, per cui occorre tener conto anche di fattori economici oltre che strutturali. Per quanto riguarda la snellezza trasversale questa può essere mantenuta entro ragionevoli limiti dalla presenza di una forza orizzontale introdotta dai cavi.

La stabilità trasversale del ponte è legata quindi anche alla forma del pilone, così come la capacità di ridurre gli effetti torsionali nell'impalcato. Un pilone ad A è senza dubbio il più adatto per far fronte a questo tipo di sollecitazioni, anche se dal punto di vista economico non è altrettanto competitivo, come si può vedere dal grafico seguente che esprime la relazione fra l'incremento di costo e la geometria del pilone.

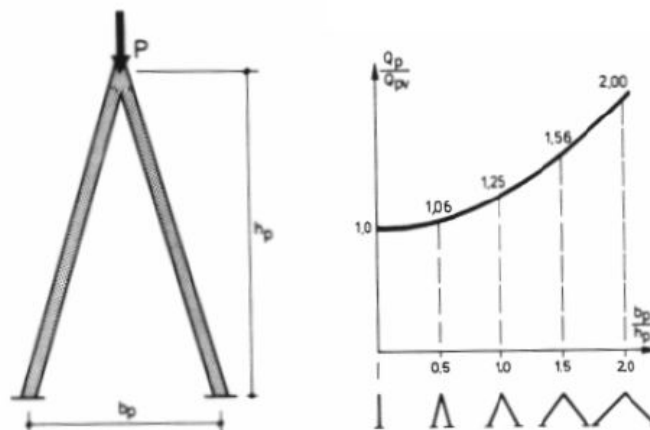


Figura 4.8 - Relazione tra geometria e costo del pilone

4.8. Scelta dell'impalcato

L'impalcato come forma e dimensione dipende da vari fattori i quali vanno ad influenzare anche la scelta del materiale da utilizzare.

Il numero degli stralli influenza l'altezza dell'impalcato anche se tale altezza è limitata inferiormente dalla dimensione degli apparecchi di ancoraggio. Se il tipo di sospensione è centrale l'impalcato deve possedere un'elevata rigidità torsionale il che ci dirige verso impalcati a cassone in C.A. o in acciaio.

I metodi di costruzione e soprattutto l'economia sono fattori importanti al pari degli altri, infatti se da una parte un impalcato in acciaio può arrivare a pesare 1/5 di uno equivalente in cemento armato, dall'altro lato esso è 2-4 volte più costoso di uno equivalente in calcestruzzo.

Quindi la riduzione del peso proprio dell'impalcato deve comportare un risparmio in altre parti della struttura (stralli, piloni e fondazioni) per poter essere competitivo con un impalcato in cemento armato.

Nel caso dei ponti di grande luce la riduzione del peso diventa vitale e possono essere presi in considerazione solo impalcati molto leggeri, come quelli in acciaio. Per gli impalcati in cemento armato l'altezza si aggira su 1/100-1/200 della luce.

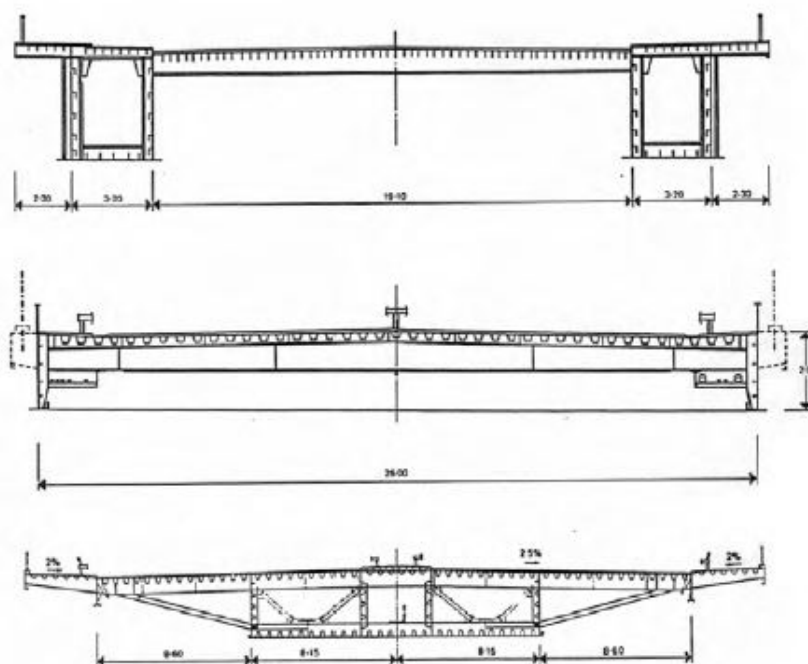


Figura 4.9 - Esempi di impalcati in acciaio

4.9. Predimensionamento degli stralli

In questa fase è opportuno riferirsi ad uno schema a ventaglio puro equivalente ad uno schema misto arpa-ventaglio.

L'altezza del pilone equivalente è pari a:

$$H = h_{pa} + \frac{2}{3} h_{an}$$

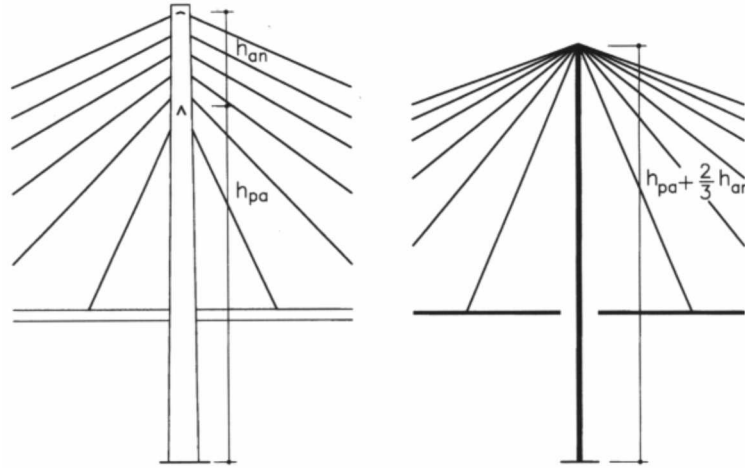


Figura 4.10 - Altezza pilone equivalente

Si considera poi l'impalcato indeformabile e si calcola la tensione di ogni cavo in funzione dei carichi propri (g) dei carichi accidentali (q e P) agenti su di esso:

$$T_{sc,i} = \left(g + q + \frac{P}{0.3d} \right) \frac{\Delta}{\sin \varphi_i} + \gamma_s A_{sc,i} \frac{l_i}{\sin \varphi_i \cos \varphi_i} + T_{PTR,i}$$

Determinato il tiro di ogni cavo è possibile stabilire un'area minima:

$$A_{sc,i} = \frac{T_{sc,i}}{\Delta \sigma_{amm}}$$

con:

$$\Delta \sigma_{amm} = 0.3 \sigma_{amm}$$

Necessario per tenere in considerazione in primo momento i fenomeni di fatica.

Inserendo nella prima equazione la seconda è possibile ottenere direttamente l'area minima in funzione dei carichi agenti e del pretiro:

$$A_{sc,i} = \frac{\left(g + q + \frac{P}{30d} \right) \frac{\Delta}{\sin \varphi_i} + T_{PTR,i}}{\Delta \sigma_{amm} \left(1 - \frac{\gamma_s l_i}{\sin \varphi_i \cos \varphi_i \Delta \sigma_{amm}} \right)}$$

Per quanto riguarda i carichi concentrati essi vengono divisi per 30 d, con d spessore dell'impalcato per tener conto, in modo approssimato, dell'influenza degli stralli vicini. Una tale ipotesi può essere giustificata dal fatto che se l'impalcato fosse infinitamente rigido, il carico andrebbe distribuito in maniera uniforme tra tutti gli stralli, se fosse infinitamente flessibile, andrebbe applicato totalmente allo strallo nel quale si trova.

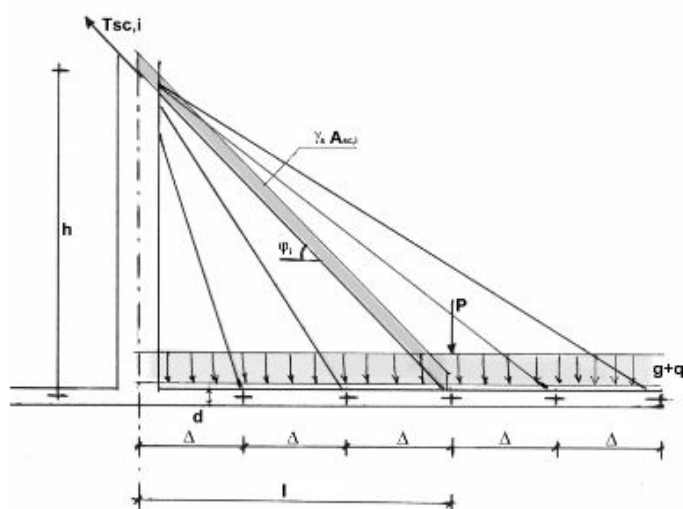
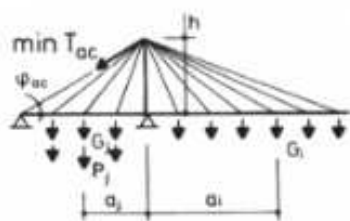
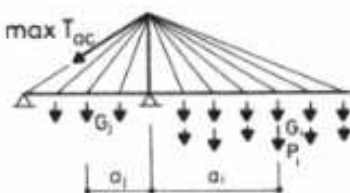


Figura 4.11 - Tiro degli stralli di campata

Per il predimensionamento degli stralli di ormeggio occorre tener conto, in modo particolare, dei carichi accidentali, perché alcuni stralli potrebbero essere soggetti a sforzi di compressione che, oltre a portare ad una diminuzione di rigidità, risultano particolarmente dannosi in relazione ai fenomeni di fatica. Questi sforzi di compressione sono molto grandi negli stralli di ormeggio quando è caricata la campata di riva, come risulta dalla figura 2.4.



$$\min T_{ac} = \frac{\sum G_i a_i - \sum (G_j + P_j) a_j}{h \cos \varphi_{ac}}$$



$$\max T_{ac} = \frac{\sum (G_i + P_i) a_i - \sum G_j a_j}{h \cos \varphi_{ac}}$$

Figura 4.12 - Tiro degli stralli di riva

Per non incorrere nei problemi sopra accennati è bene che:

$$K_{ac} = \frac{\min T_{ac}}{\max T_{ac}} \geq 0.25$$

Infine per far sì che sotto l'azione dei carichi permanenti l'impalcato si comporti come una trave continua su appoggi fissi, è necessario regolare la tensione negli stralli applicando opportuni sforzi di pretensione.

Lo sforzo di trazione T_i nella generica fune quindi dovrà essere tale che la sua componente verticale sia pari proprio alla reazione R_i dovuta ai carichi permanenti che si avrebbe nella trave continua equivalente:

$$R_i = T_i \sin \alpha_i$$

Il diagramma dei momenti provocato dai carichi permanenti è allora quello di figura 2.5 e si vede come per un numero di stralli elevato esso tende praticamente a zero e la trave è soggetta solo a sforzo normale.

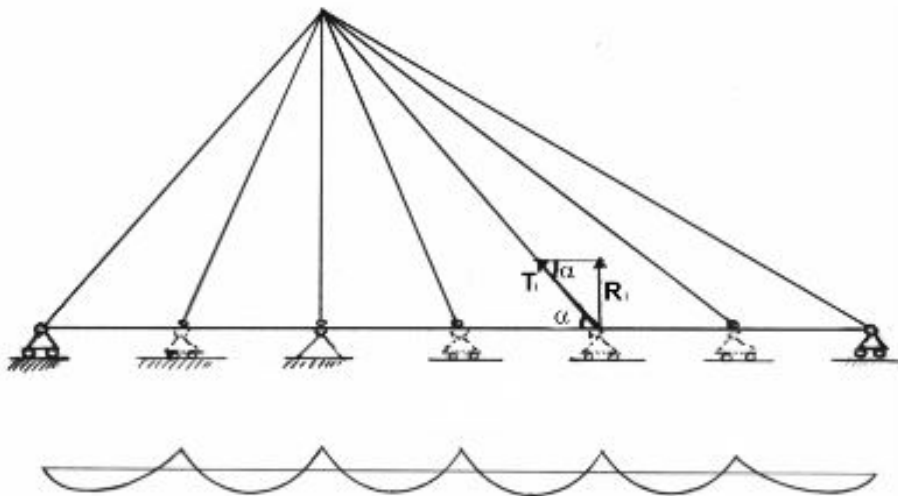


Figura 4.13 - Schema statico impalcato con appoggi fissi

Gli sforzi di pretensione possono essere determinati anche seguendo un'altra via, un po' più laboriosa, e diversa a seconda della tipologia: a ventaglio, ad arpa o misto.

Il problema viene definito sfruttando condizioni di congruenza in relazione agli spostamenti che si vogliono annullare, quindi possibile riportare i dati del problema in forma matriciale e risolverli analiticamente o in maniera automatica.

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ \vdots \\ N_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & \dots & \dots & \dots & D_{1n} \\ \vdots & \ddots & & & \vdots \\ \vdots & & \ddots & & \vdots \\ \vdots & & & \ddots & \vdots \\ D_{n1} & \dots & \dots & \dots & D_{nn} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \vdots \\ \delta_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix}$$

Figura 4.14 - Formulazione matriciale del problema

Per la tipologia a ventaglio il sistema di equazioni di congruenza risulta generalmente determinato.

Per le tipologie ad arpa o miste il problema diventa più complesso, infatti il numero degli spostamenti da annullare è quello relativo all'impalcato, con gli spostamenti verticali, ed all'antenna, con gli spostamenti orizzontali.

Il problema è indeterminato in quanto si ha un numero di equazioni maggiore del numero di incognite.

La risoluzione del problema può essere ottenuta tramite una diminuzione delle equazioni, oppure facendo entrare in gioco altre grandezze finché il sistema risulta determinato dunque procedendo per iterazioni successive.

Tutto ciò implica in molti casi soluzioni che sono solo il risultato di un procedimento analitico che induce spostamenti e tensioni inammissibili da un punto di vista pratico.

Inoltre con tale procedimento, che si appoggia alla teoria del 1° ordine, non teniamo, in alcun modo, in considerazione gli effetti delle non linearità, sia geometriche che meccaniche.

CAPITOLO 5 - NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per la realizzazione del progetto, l'esecuzione delle analisi, delle verifiche di sicurezza, di stabilità e di esercizio della struttura in esame si fa riferimento alle seguenti normative tecniche:

D.M. 5/11/2001 - "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade";

D.M. 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008);

Circolare n.617 del 2/2/2009 - "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008;

CNR-UNI 10011/88 - "Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, il collaudo e la manutenzione"

CNR-UNI 10030/87 - "Anime irrigidite di travi a parete piena"

CNR-UNI 10018/99 - "Apparecchi di appoggio per le costruzioni"

EUROCODICE 1 parte 1-1 - "Azioni sulle strutture – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per edifici"

EUROCODICE 1 parte 1-4 - "Azioni sulle strutture – Azioni del vento"

EUROCODICE 1 parte 1-5 - "Azioni sulle strutture – Azioni termiche"

EUROCODICE 3 parte 1-1 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per edifici"

EUROCODICE 3 parte 1-5 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra"

EUROCODICE 3 parte 1-7 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano"

EUROCODICE 3 parte 2 - "Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio"

EUROCODICE 8 parte 1 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici"

EUROCODICE 8 parte 2 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti"

EUROCODICE 8 parte 5 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici"

Il metodo di calcolo adottato è quello semi-probabilistico agli Stati Limite, così come previsto dalle norme sopra citate.

CAPITOLO 6 - MATERIALI UTILIZZATI

La struttura è interamente realizzata in acciaio S355. Per le spalle e la fondazione è previsto l'impegno di calcestruzzo di classe C40/50 mentre per i pali di fondazione sarà utilizzato calcestruzzo di classe C30/35. L'acciaio utilizzato nelle strutture in cemento armato è del tipo B450C. Per tali materiali, in sede di progettazione, si assumono i seguenti valori nominali delle proprietà fisico-meccaniche (NTC08, Cap.11):

6.1. Tavolato legno massello (pino laricio) per pavimentazione

Per il legno cresciuto in Italia valgono le regole di classificazione ed i profili prestazionali contenuti nella UNI 11035-2 "Legno strutturale - Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per i tipi di legname strutturale italiani".

Si è preso come riferimento il PINO LARICIO di provenienza italiana categoria resistente S1, equivalente alla classe di resistenza C40 della UNI 338

Caratteristiche meccaniche:

<i>Flessione (5-percentile)</i>	$f_{m,k} =$	40	N/mm ²
<i>Trazione parallela alla fibratura (5-percentile)</i>	$f_{t,0,k} =$	24	N/mm ²
<i>Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)</i>	$f_{t,90,k} =$	0.4	N/mm ²
<i>Compressione parallela alla fibratura (5-percentile)</i>	$f_{c,0,k} =$	26	N/mm ²
<i>Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)</i>	$f_{c,90,k} =$	3.2	N/mm ²
<i>Taglio (5-percentile)</i>	$f_{v,k} =$	4.0	N/mm ²
<i>Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)</i>	$E_{0,mean} =$	15	kN/mm ²
<i>Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)</i>	$E_{0,05} =$	10	kN/mm ²
<i>Modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura (medio)</i>	$E_{90,mean} =$	0.5	kN/mm ²
<i>Modulo di taglio (medio)</i>	$G_{mean} =$	0.94	kN/mm ²
<i>Massa volumica (5-percentile)</i>	$\rho_k =$	455	kg/m ³
<i>Massa volumica (media)</i>	$\rho_{mean} =$	550	kg/m ³

6.2. Acciaio per la carpenteria metallica (S355)

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	355	N/mm ²
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} =$	338	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	510	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	
Modulo elastico	$E =$	210 0000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	$G =$	80 769	N/mm ²
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	$12 \cdot 10^{-6}$	°C-1 ²
Peso specifico	$\rho =$	7850	kg/m3

6.3. Acciaio per l'armatura delle strutture in C.A. (B450C)

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} =$	391.3	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	$f_{tk} =$	540	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.3	
Modulo elastico	$E =$	210 0000	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	$G =$	80 769	N/mm ²
Coefficiente di espansione termica lineare	$\alpha =$	$12 \cdot 10^{-6}$	°C-1
Peso specifico	$\rho =$	7850	kg/m3

6.4. Calcestruzzo per antenna (C50/60)

Resistenza caratteristica a compressione cubica	$R_{ck} =$	60	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	50	N/mm ²
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} =$	22.67	N/mm ²
Resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} =$	48	N/mm ²
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	3,51	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2.46	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd} =$	1.64	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	$E_{o} =$	35 000	N/mm ²
Coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.15	
Coefficiente di dilatazione lineare	$\alpha =$	$10 \cdot 10^{-6}$	°C-1
Peso specifico	$\rho =$	2500	kg/m3

6.5. Calcestruzzo per spalle (C40/50)

<i>Resistenza caratteristica a compressione cubica</i>	$R_{ck} =$	50	N/mm^2
<i>Resistenza caratteristica a compressione cilindrica</i>	$f_{ck} =$	40	N/mm^2
<i>Resistenza a compressione di progetto</i>	$f_{cd} =$	22.67	N/mm^2
<i>Resistenza media a compressione cilindrica</i>	$f_{cm} =$	48	N/mm^2
<i>Resistenza media a trazione</i>	$f_{ctm} =$	3,51	N/mm^2
<i>Resistenza caratteristica a trazione</i>	$f_{ctk} =$	2.46	N/mm^2
<i>Resistenza a trazione di progetto</i>	$f_{ctd} =$	1.64	N/mm^2
<i>Modulo elastico istantaneo</i>	$E_{c0} =$	35 000	N/mm^2
<i>Coefficiente di Poisson</i>	$\nu =$	0.15	
<i>Coefficiente di dilatazione lineare</i>	$\alpha =$	$10 \cdot 10^{-6}$	$^{\circ}C^{-1}$
<i>Peso specifico</i>	$\rho =$	2500	kg/m^3

6.6. Calcestruzzo per la palificata (C28/35)

<i>Resistenza caratteristica a compressione cubica</i>	$R_{ck} =$	35	N/mm^2
<i>Resistenza caratteristica a compressione cilindrica</i>	$f_{ck} =$	29.05	N/mm^2
<i>Resistenza a compressione di progetto</i>	$f_{cd} =$	16.46	N/mm^2
<i>Resistenza media a compressione cilindrica</i>	$f_{cm} =$	37.05	N/mm^2
<i>Resistenza media a trazione</i>	$f_{ctm} =$	2.83	N/mm^2
<i>Resistenza caratteristica a trazione</i>	$f_{ctk} =$	1.98	N/mm^2
<i>Resistenza a trazione di progetto</i>	$f_{ctd} =$	1.32	N/mm^2
<i>Modulo elastico istantaneo</i>	$E_{c0} =$	32600	N/mm^2
<i>Coefficiente di Poisson</i>	$\nu =$	0.15	
<i>Coefficiente di dilatazione lineare</i>	$\alpha =$	$10 \cdot 10^{-6}$	$^{\circ}C^{-1}$
<i>Peso specifico</i>	$\rho =$	2500	kg/m^3

6.7. Copriferro o ricoprimento per elementi in calcestruzzo armato

Il copriferro, ovvero il ricoprimento delle armature e delle staffe in un manufatto in calcestruzzo, è una parte fondamentale dell'elemento strutturale in quanto favorisce l'adesione tra le barre di armatura e il calcestruzzo teso della sezione che collabora così, nelle sezioni non fessurate, alla resistenza a trazione della sezione. Non meno importante è la funzione di protezione che svolge nei confronti degli attacchi da parte di agenti esterni alle armature stesse e dunque il

rallentamento o l'annullamento dei fenomeni di corrosione dannosi e molto rapidi altrimenti in ambienti aggressivi.

Per determinare il giusto spessore da assegnare al copriferro si farà riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 2 parte 1.

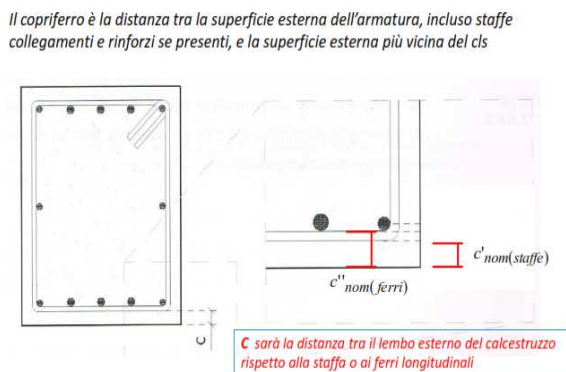


Figura 6.1 - Definizione di copriferro nominale

Si definisce copriferro nominale:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Dove:

- c_{nom} Valore nominale del copriferro;
- c_{min} Valore minimo del copriferro;
- Δc_{dev} Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro.

Per il calcolo di c_{min} si adotta la seguente espressione:

$$c_{min} = \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10mm \end{cases}$$

Dove:

- $c_{min,b}$ Copriferro minimo per l'aderenza;
- $c_{min,dur}$ copriferro minimo per le condizioni ambientali;
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ valore aggiuntivo legato alla sicurezza;
- $\Delta c_{dur,st}$ riduzione connessa all'acciaio inossidabile;
- $\Delta c_{dur,add}$ riduzione dovuta all'adozione di protezioni del cls.

I valori sopra elencati dipendono da:

- Classe strutturale del calcestruzzo

- Classe di esposizione
- Tipo di controlli delle lavorazioni

Classe strutturale del calcestruzzo

Con riferimento al requisito della durabilità, le strutture in c.a. sono classificate da EC2 in sei classi strutturali, da S1 a S6. Alle classi strutturali più alte corrisponde una maggiore vulnerabilità agli attacchi esterni. Nell'ambito di una stessa classe di esposizione e per uno stesso tipo di armatura, il copriferro richiesto per soddisfare il requisito della durabilità è maggiore per le classi strutturali più alte. La Classe Strutturale minima è S1. Quando si adottano le resistenze minime del calcestruzzo riportate nel Prospetto E.1N e si considera una vita utile di progetto di 50 anni, la Classe Strutturale convenzionale è S4. La classe strutturale deve essere aumentata di due (e questo comporta un aumento del copriferro a parità delle altre condizioni) se la struttura viene progettata per una vita utile di 100 anni, qualunque sia la classe di esposizione ambientale. Viceversa, la classe strutturale può essere ridotta, con conseguente riduzione del copriferro, nei casi elencati nel Prospetto 4.3N.

Si adotta come classe strutturale di partenza la S4 che sarà modificata in base alle specifiche di ogni elemento considerato secondo il prospetto 4.3N dell'EC2 parte 1.

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza f_{cd}	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Figura 6.2 - Variazione di classe strutturale - prospetto 4.3N EC2

Classe di esposizione

La durabilità del calcestruzzo è la capacità di durare nel tempo, resistendo alle azioni aggressive dell'ambiente, agli attacchi chimici, all'abrasione o ad ogni altro processo di degrado che coinvolga oltre alla pasta cementizia anche le eventuali armature metalliche.

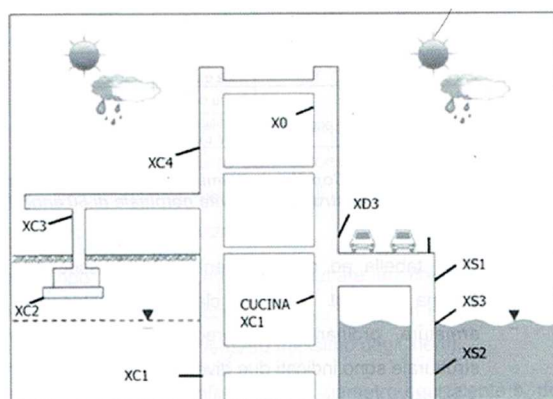


Figura 6.3 - Esempio classi di esposizione

Si riporta il prospetto 4.1 dell'EC2 parte 1 dove sono indicate le classi di esposizione.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Figura 6.4 - Classi di esposizione da EC2 - prospetto 4.1

Tipo di lavorazioni

Nel calcolo del copriferro nominale, c_{nom} , si deve aumentare il copriferro minimo per tener conto degli scostamenti (Δc_{dev}). Il copriferro minimo richiesto deve essere aumentato del valore assoluto dello scostamento negativo accettato.

Il valore raccomandato è 10 mm.

Nel caso in cui l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$$

Se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso può essere ridotto a:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ mm}$$

Si adotta uno scostamento di 10mm.

Per $\Delta c_{dur,\gamma}$ si adotta il valore raccomandato dall'EC2 parte 1 al §4.4.1.2 di 0mm.

Nel caso si utilizzi acciaio inossidabile o siano prese misure particolari, il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,st}$. In tali situazioni si raccomanda di considerare gli effetti sulle proprietà rilevanti del materiale, ivi inclusa l'aderenza.

Per $\Delta c_{dur,st}$ si adotta il valore raccomandato dall'EC2 parte 1 al §4.4.1.2 di 0mm.

Per calcestruzzo con protezioni aggiuntive (per esempio rivestimento) il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,add}$.

Per $\Delta c_{dur,add}$ si adotta il valore raccomandato dall'EC2 parte 1 al §4.4.1.2 di 0mm.

Valutazione copriferro

ELEMENTO	Classe strutturale	Classe esposizione	$c_{min,dur}$ [mm]	Δc_{dev} [mm]	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]	$\Delta c_{dur,\gamma}$ [mm]	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]	c_{nom} [mm]
Antenna	4	XF1	30	10	0	0	0	40
Spalla	4	XC2	25	10	0	0	0	35
Pali	4	XS2	40	10	0	0	0	50

Per la valutazione del copriferro di calcolo, ovvero relativo al baricentro delle barre longitudinale sarà utilizzata in sede di verifica del singolo elemento la seguente espressione:

$$c_{calc} = c_{nom} + \varnothing_{staffa} + \frac{\varnothing_{long}}{2}$$

Dove:

- c_{nom} *Copriferro nominale;*
- \varnothing_{staffa} *diametro staffa;*
- \varnothing_{long} *diametro barre longitudinali.*

CAPITOLO 7 - ANALISI DEI CARICHI E AZIONI SUL PONTE

7.1. Valutazioni sulla sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni il D.M.14.01.2008 impone di utilizzare criteri probabilistici scientificamente comprovati basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza e sull'utilizzo di valori caratteristici delle azioni valutate secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Per tenere conto della probabilità di accadimento di un certo evento è necessario definire alcuni parametri che saranno più volte ripetuti nei seguenti paragrafi.

Nel capitolo 5 del D.M. 14/01/2008 (NTC'08) si trovano indicazioni riguardo le azioni da considerare nel caso di ponti stradali e ferroviari.

Per i ponti stradali e pedonali, le azioni da considerare, previste al §5.1.3 sono:

- Azioni permanenti (g_1, g_2, g_3)
- Distorsioni (ϵ)
- Azioni variabili da traffico e/o folla (q)
- Azioni variabili da neve (q_n)
- Azioni variabili da vento (q_v)
- Azioni eccezionali (s)
- Azioni sismiche (E)

7.1.1. Vita nominale

Può essere dedotta dalla tabella 2.4.I del D.M:14/01/2008 in base al tipo di costruzione che deve essere realizzata.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Nel caso in esame è possibile prendere un valore pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

7.2. Azioni permanenti

Le azioni permanenti da prendere in considerazione sono:

- Carichi permanenti strutturali (g_1)
- Carichi permanenti non strutturali (g_2)
- Altre azioni permanenti (g_3)

I carichi permanenti strutturali e non strutturali sono stati valutati utilizzando i pesi per unità di volume forniti dalla *Tabella 3.1.I del D.M. 14/01/2008* della quale si riporta un estratto:

MATERIALE	PESO PER UNITA' DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzo armato	25.00
Acciaio	78.50
Legno di conifera	5.50

7.2.1. Carichi permanenti strutturali (g_1)

I carichi dovuti alla carpenteria metallica dell'impalcato, dei cavi e dell'antenna sono computati in maniera automatica dal programma di calcolo SAP2000.

Riportiamo qui di seguito i dati estratti dal programma:

Elementi strutturali in acciaio	Peso in kN	Peso in kg
Acciaio Antenna	117.80	11 780
Scatolari Lateralì	214.70	21 470
Scatolare Centrale	325.40	32 540
Traverso	105.90	10 590
Testata	27.45	2 745
Controventi	66.96	6 696
TOTALE	858.16	85 816

Elementi strutturali in C.A.	Peso in kN	Peso in kg
C.A. Antenna	667.5	6 675

Cavi	Peso in kN	Peso in kg
Cavi in acciaio armonico	87.20	8 720

7.2.2. Carichi permanenti non strutturali (g_2)

Fanno parte della presente classe di carichi:

- Pavimentazione in tavole di pino laricio
- Travetti rompi tratta
- Parapetto

Pavimentazione lignea

Come si è detto in precedenza, per esigenze di leggerezza e trasparenza la struttura ha pavimentazione composta da tavole di legno. La valutazione sulla sicurezza della stessa pavimentazione effettuata applicando un carico concentrato come da normativa, ha reso necessario uno spessore del tavolato di 60mm.

Valutando le due strisce di pavimentazione laterali rispetto al cassone centrale si è calcolato un peso a metro quadro della pavimentazione da applicare sui traversi di:

$$g_{2,pav} = 550 \frac{kg}{m^3} \cdot 0.06m \cong 35 \frac{kg}{m^2}$$

Travetti rompi tratta

La valutazione sulla sicurezza della stessa pavimentazione effettuata applicando i carichi folla come da normativa, ha permesso di calcolare i travetti necessari come degli HEA 120 con un passo di 0.60m e una luce di 2.00m.

$$g_{2,trav} = 20 \frac{kg}{m} / 0.6 \frac{m}{m} \cong 35 \frac{kg}{m^2}$$

Parapetto

Il parapetto metallico fissato nella parte interna dello scatolare laterale ha un peso valutato forfettariamente di:

$$g_{2,par} \cong 50 \frac{kg}{m}$$

E' inoltre utile per un controllo superficiale basato sull'esperienza progettuale e su esperienze analoghe, ricavare per tali opere un peso a metro quadro della struttura, dividendo il peso totale delle carpenterie per area di impalcato.

Considerando un area di impalcato pari:

$$A_{lorda} = 72.00m \cdot 5.00m = 360m^2$$

Otteniamo considerando solo l'impalcato:

Descrizione	Peso totale in kg	Peso in kg/m²
<i>Peso proprio impalcato</i>	74 020	205.60
<i>Pesi portati (pavimentazione + travetti)</i>	18 144	50.40
TOTALE	92 164	256.00

Considerando anche l'antenna e i cavi:

Descrizione	Peso totale in kg	Peso in kg/m²
<i>Peso proprio impalcato</i>	74 020	205.60
<i>Pesi portati (pavimentazione + travetti)</i>	18 144	50.40
<i>Peso antenna</i>	78 530	218.14
<i>Cavi</i>	8 720	24.22
TOTALE	179 414	498.36

7.2.3. Altre azioni permanenti (g_3)

Nel capitolo relativo alla sottostruttura saranno valutate:

- Spinte idrauliche
- Spinta delle terre

7.3. Distorsioni

Sono previste delle distorsioni di progetto (ϵ_1) in fase costruttiva necessarie all'ottenimento di una particolare condizione deformata sotto carichi permanenti e portati che sia aderente quanto più possibile con la condizione indeformata prevista in fase progettuale.

7.3.1. Pretiro dei cavi (ϵ_1)

In fase progettuale è stata prevista una geometria dell'impalcato avente una leggera curvatura con concavità verso il basso rappresentata da un arco di cerchio. Rispetto agli appoggi laterali la mezzeria dell'impalcato ha una monta di 1.00m.

Considerando la notevole deformabilità dell'impalcato, se non venissero applicati dei tiri adeguati agli stralli di riva e di campata in fase costruttiva, tale configurazione geometrica, sotto l'azione dei soli pesi propri risulterebbe decisamente variata.

Per determinare il giusto tiro da applicare ad ogni coppia di cavi, è stato necessario procedere per step successivi valutando ad ogni passo la deformata causata da due gruppi di carichi:

- Gruppo 1: pesi propri (g_1), pesi portati (g_2)
- Gruppo 2: pesi propri (g_1), pesi portati (g_2) e carico folla (q_f)

In questo modo è stato possibile minimizzare gli effetti prodotti dal tiro sulle deformate di progetto per le combinazioni relative ai soli pesi propri e a quelle di esercizio.

Applicando il pretiro agli elementi *cable* presenti nel modello globale, è stato possibile tenere conto anche degli effetti del secondo ordine causati dalla flessione dell'impalcato stesso e dell'antenna, all'allungamento degli stralli e all'interazione reciproca dei vari elementi.

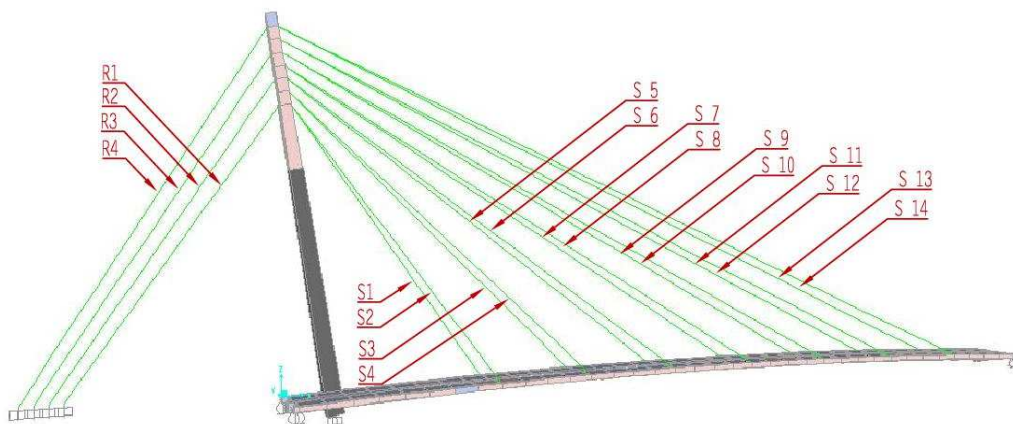


Figura 7.1 - Rappresentazione schematica del ponte

Si riporta di seguito una tabella contenente i valori del pretiro applicati al modello ad elementi finiti utilizzato per le verifiche globali.

<i>STRALLI</i>	<i>L</i> [m]	Φ_{nom} [mm]	Φ_{calc} [mm]	<i>A</i> [mm ²]	ΔZ_{pp} [mm]	<i>P</i> [kN]
<i>S1</i>	27.26	48	42.41	1412	0	125
<i>S2</i>	27.53	48	42.41	1412	0	125
<i>S3</i>	33.25	48	42.41	1412	+9	150
<i>S4</i>	33.44	48	42.41	1412	+8	150
<i>S5</i>	40.10	48	42.41	1412	+12	150
<i>S6</i>	40.25	48	42.41	1412	+12	150
<i>S7</i>	47.34	48	42.41	1412	+11	175
<i>S8</i>	47.50	48	42.41	1412	+11	175
<i>S9</i>	55.02	48	42.41	1412	+6	200
<i>S10</i>	55.11	48	42.41	1412	+6	200
<i>S11</i>	62.90	48	42.41	1412	-2	175
<i>S12</i>	62.98	48	42.41	1412	-1	175
<i>S13</i>	70.84	48	42.41	1412	-5	175
<i>S14</i>	70.90	48	42.41	1412	-4	175
<i>R1</i>	27.28	88	77.23	4683	0	500
<i>R2</i>	29.30	88	77.23	4683	0	550
<i>R3</i>	31.26	88	77.23	4683	0	700
<i>R4</i>	33.30	88	77.23	4683	0	750

Dove:

- *L* lunghezza del cavo indeformato in metri;
- Φ_{nom} diametro nominale del cavo in millimetri;
- Φ_{calc} diametro di calcolo;
- *A* area effettiva del singolo cavo;
- ΔZ Variazione di quote tra condizione teorica e quella dovuta ai pesi propri;
- *P* pretiro del cavo in kN.

Come si può notare dai dati riportati in tabella per i soli carichi propri la configurazione ottenuta con questi valori di tiro dei cavi è pressoché uguale alla condizione indeformata teorica. Si ha una

lieve contro monta necessaria a diminuire la freccia per le condizioni di esercizio, ma risulta talmente modesta da non essere percepibile ad occhio nudo:

$$\frac{f_{max,long,PP}}{L_{long}} = \frac{12 \text{ mm}}{72000 \text{ mm}} \cong \frac{1}{6000}$$

A causa dell'eccentricità della disposizione dell'antenna si ha un lieve scostamento dei valori di abbassamento (o innalzamento) dell'impalcato in direzione trasversale, anche in questo caso, di entità così modesta da non risultare percepibile.

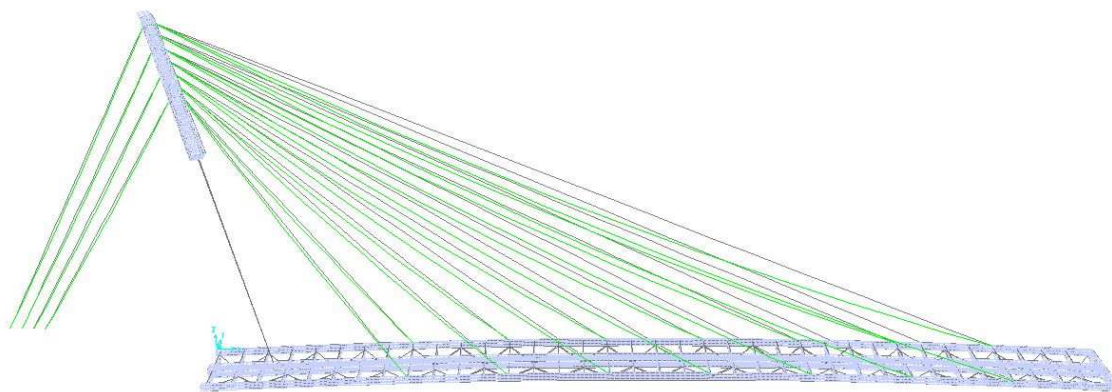


Figura 7.2 - Deformata con pesi propri (i valori sono scalati di 5 volte)

7.4. Azioni variabili da traffico

Le azioni variabili dovute al traffico di mezzi e persone sono state valutate in accordo con quanto riportato al capitolo 5 del D.M. 14/01/2008, dove carente si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 Parte 2 "Carichi da traffico sui ponti"

7.4.1. Definizione della categoria stradale

Il D.M. 14/01/2008 al §5.1.3.3.4 stabilisce sulla base dei carichi mobili ammessi al transito tre diverse categorie di ponti. I ponti pedonali, soggetti solo ai carichi dovuti alla folla, ricadono in III categoria, sono quindi soggetti allo Schema di Carico 5, ovvero il carico statico equivalente che simula una folla compatta pari a 5.00 kN/m^2 .

Specifica inoltre che l'accesso dei veicoli a tali ponti debba essere opportunamente impedito per evitare il passaggio anche erroneo di mezzi che possano compromettere la stabilità dell'opera.

La categoria deve essere inoltre riportata per mezzo di un contrassegno permanente agli accessi del ponte.

Dal momento che nel bando di gara del ponte oggetto di studio è previsto il passaggio di mezzi di servizio o di soccorso, faremo riferimento per le azioni da traffico alla Sezione 5 dell'Eurocodice 1 parte 2, dove vengono definiti i modelli statici da utilizzare per i carichi orizzontali e verticali e le azioni per situazioni eccezionali.

7.4.2. Modelli statici e gruppi di carico

Per le azioni verticali devono essere presi in considerazione tre modelli di carico mutuamente esclusivi:

- Carico uniformemente distribuito, q_{fk} ;
- Carico concentrato Q_{fwk} ;
- Carico rappresentante i veicoli di servizio Q_{serv} .

Per le azioni orizzontali deve essere presa in considerazione una forza orizzontale dal valore caratteristico pari al maggiore dei seguenti valori:

- 10% del carico totale corrispondente al carico uniformemente distribuito (EC 1-2 §5.3.2.1);
- 60% del peso totale del veicolo di servizio se significativo (EC 1-2 §5.3.2.3).

Ciascuno dei seguenti gruppi di carico dovranno essere presi in considerazione come un'unica azione caratteristica per la combinazione con i carichi non derivanti dal traffico.

Definizione dei gruppi di carico (valori caratteristici)

Tipo di carico		Forze verticali		Forze orizzontali
Sistema di carico		Carico uniformemente distribuito	Veicolo di servizio	
Gruppi di carico	gr1	q_{rk}	0	Q_{rk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{rk}

Figura 7.3 - Tabella estratta da EC 1-2. Gruppi di carico per azioni sui ponti pedonali

7.4.3. Carico statico dovuto alla folla

L'Eurocodice 1-2 (Schema di carico 4) al § 5.6.1 in accordo con il D.M. 14/01/2008 (schema di carico 5) al §5.1.3.3.3 definisce il valore caratteristico del carico folla pari a:

$$q_{fk,v} = 5.00 \text{ kN/m}^2$$

Il valore caratteristico relativo alla componente orizzontale si ottiene come specificato nel paragrafo precedente:

$$q_{fk,h} = 0.1 q_{fk,v} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

Tali valori dovranno essere stati distribuiti come carichi di superficie su tutta l'area calpestabile del ponte, ovvero per una larghezza pari a 4.00m.

7.4.4. Carico concentrato

Nel §5.3.2.2 dell'EC 1-2 viene raccomandato per il carico concentrato tale valore:

$$Q_{f,wk} = 10 \text{ kN}$$

Da distribuire su un'area di impronta di 0.10m x 0.10m.

Tale valore da utilizzare nelle verifiche locali se queste sono separabili dalle verifiche globali, viene automaticamente sostituito dal valore del carico del veicolo di servizio.

Non sarà dunque preso in considerazione.

7.4.5. Veicolo di servizio

Il veicolo di servizio deve essere definito dal progettista in funzione del tipo di veicolo che si suppone possa transitare sul ponte (ambulanza, mezzo dei vigili del fuoco ecc.), quando ciò non è possibile a priori è possibile utilizzare un veicolo standard definito al §5.6.3 dell'EC 1-2 "presenza occasionale di veicoli sul ponte".

Il modello di carico prevede un veicolo schematizzato da due assi avente passo di 3m, con un interasse trasversale di 1.3m e delle impronte quadrate di lato 0.20m.

I due assi hanno rispettivamente componente verticale pari a:

$$Q_{sv,1,v} = 80 \text{ kN}$$

$$Q_{sv,2,v} = 40 \text{ kN}$$

Le forze di natura frenante associate a tale schema sono pari al 60% del carico verticale, ovvero corrispondono a due carichi concentrati disposti lungo l'asse longitudinale dello schema di carico pari a:

$$Q_{sv,1,h} = 0.6 Q_{sv,1,v} = 48 \text{ kN}$$

$$Q_{sv,2,h} = 0.6 Q_{sv,2,v} = 24 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito una rappresentazione del carico di servizio come descritto sull'Eurocodice.

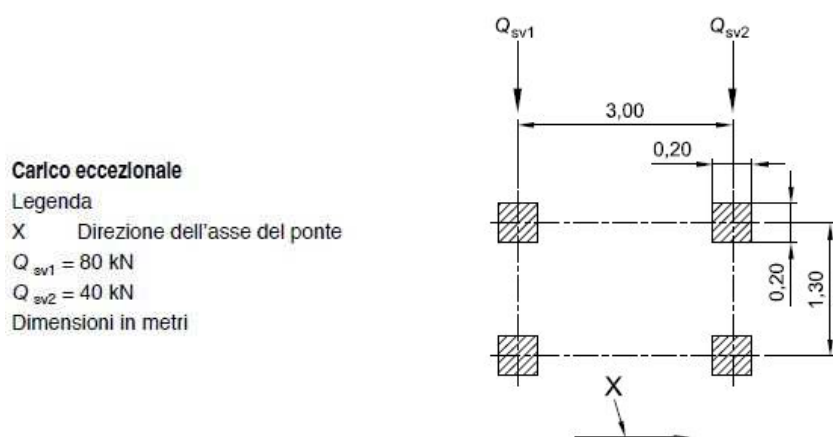


Figura 7.4 - Carico di servizio

7.4.6. Modelli dinamici per carichi pedonali

Al §5.7 dell'EC 1-2 vengono definiti i limiti delle frequenze proprie del ponte che possono essere affette da sensibili iterazioni con il traffico pedonale anche limitato per i quali sono consigliati studi più approfonditi:

- Direzione verticale frequenze comprese tra 1-3 Hertz
- Direzione orizzontale frequenze comprese tra 0.5-1.5 Hertz

Gli effetti del traffico pedonale su un ponte pedonale dipendono da vari fattori come la posizione e il numero di persone che si possono trovare simultaneamente sul ponte stesso.

Altre azioni dovrebbero essere tenute in considerazione come quelle indotte di proposito ai fini di incrementare un'oscillazione o una vibrazione del ponte, come salti, azioni di gruppo, o azioni vandaliche.

7.5. Azioni variabili dovute al carico neve (q_s)

Il carico provocato dalla neve sull'impalcato viene valutato mediante l'espressione presente al par.3.4.1 del D.M.14/01/2008:

$$q_s = \mu_1 q_{sk} C_e C_t$$

Dove:

- μ_1 è il coefficiente di forma della struttura;
- q_{sk} è il valore caratteristico C_e di riferimento del carico neve al suolo;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Le informazioni relative ai vari coefficienti possono essere reperite al §3.4 del D.M.14/01/2008 considerando che la struttura si trova nel Comune di Grosseto ed è posta ad un'altezza sul livello medio del mare pari a 9.00m.

$\mu_1 = 0.8$ *Tab. C3.4.1 nella Circ.617/09 per inclinazione dell'impalcato nulla ($\alpha=0^\circ$)*

$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$ *Per Provincie ricadenti in ZONA 3 e $a_s < 200\text{m}$*

$C_e = 1$ *Tab. 3.4.1 del D.M.14/01/2008 per Topografia Normale*

$C_t = 1$

Otteniamo che il carico neve è pari a:

$$q_s = 0.8 \cdot 0.6 \cdot 1 \cdot 1 = 0.48 \text{ kN/m}^2$$

7.6. Azioni variabili dovute al carico vento (q_v)

L'azione del vento agente sull'impalcato e sull'antenna è stata valutata in base alle disposizioni riportate sul D.M.14/01/2008 e integrate dalla circolare esplicativa 617/09, dove carente si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 parte 1-4.

Rispetto all'impalcato l'azione del vento si traduce in un azione verticale, ortogonale al piano stradale e ad un azione orizzontale con una componente parallela ed una ortogonale all'asse del ponte.

Dati altimetrici:

- Quota media dell'impalcato rispetto al livello del mare: 9.00m
- Quota media del terreno rispetto al livello del mare: 6.00m

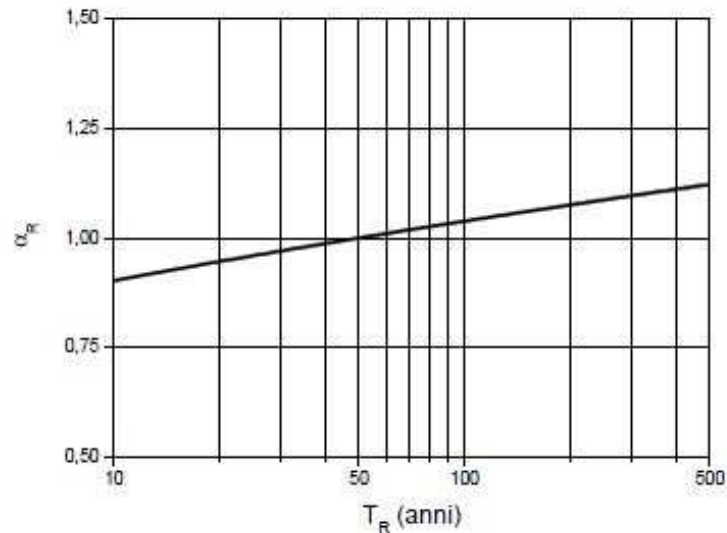
7.6.1. Calcolo della pressione cinetica del vento

Si riporta di seguito la tabella 3.3.I estratta dal D.M.14/01/2008 dalla quale è possibile estrarre la velocità di riferimento del vento per la zona di interesse.

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Figura 7.50 - Valori dei parametri a_0 , $v_{b,0}$, k_a

La velocità di riferimento del vento è funzione oltre che del luogo anche del tempo di ritorno scelto per la struttura. Dalla figura C.3.3.1 della circolare esplicativa 617/09 si determina il valore di α_r per il quale va moltiplicato il valore $v_{b,0}$.

Figura 7.6 - Valori del coefficiente α_r in funzione del periodo di ritorno T_R

Prendendo un valore del tempo di ritorno T_R pari a 50 anni otteniamo:

$$v_b(T_R) = 27 \text{ m/s}$$

Pressione cinetica di riferimento

Per mezzo dell'espressione riportata al §3.3.6 del D.M.14/01/2008 si ricava la pressione cinetica di riferimento:

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 455.63 \text{ N/m}^2$$

Dove:

- $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria

Classe di rugosità del terreno

Dalla tabella 3.3.III si determina la classe di rugosità del terreno:

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

La categoria di esposizione del sito in mancanza di indagini appropriate può essere dedotta dalla figura 3.3.2 del D.M.14/01/2008.

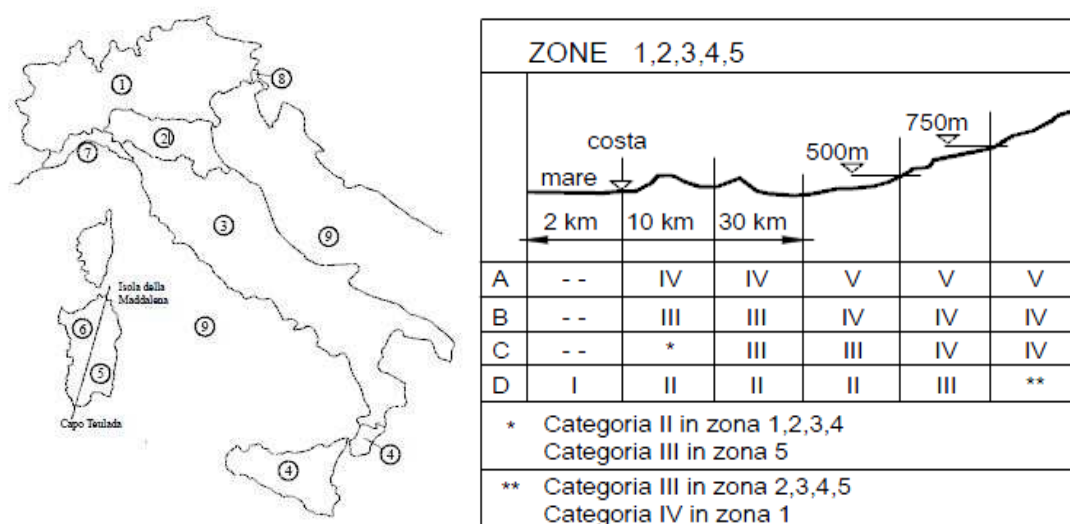


Figura 7.7 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e definizione delle categorie di esposizione

Data la classe di rugosità del terreno C, la distanza dal mare di circa 12 km otteniamo che la categoria di esposizione per il sito indicato è la II.

Si ricavano adesso i coefficienti da applicare nell'espressione relativa al coefficiente di esposizione.

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 7.8 – Valori di k_r, z_0, z_{min} in funzione della categoria di esposizione del sito

Il coefficiente topografico c_t è preso cautelativamente pari a 1.

7.6.2. Azione del vento sull'impalcato

I coefficienti di forza nelle diverse direzioni (coefficienti aereodinamici), in mancanza di precise disposizioni da parte del D.M/14/01/2008 e della relativa circolare esplicativa 617/09, sono stati valutati facendo riferimento al cap. 8 dell'Eurocodice 1 parte 1-4 "Azione del vento sui ponti".

Coefficiente di esposizione

Per l'impalcato si assume una quota uniforme rispetto all'orizzontale di 9.00m sul livello del mare. Tale quota, porta a valutare un'altezza rispetto al suolo di 3.00m.

$$z = 3.00 \text{ m} < z_{min} = 4.00 \text{ m}$$

Si calcola il coefficiente di esposizione con l'espressione indicata al §3.3.7:

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Dove:

- k_r, z_0, z_{min} sono assegnati in Tab.3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;
- z altezza rispetto al terreno;
- c_t è il coefficiente topografico.

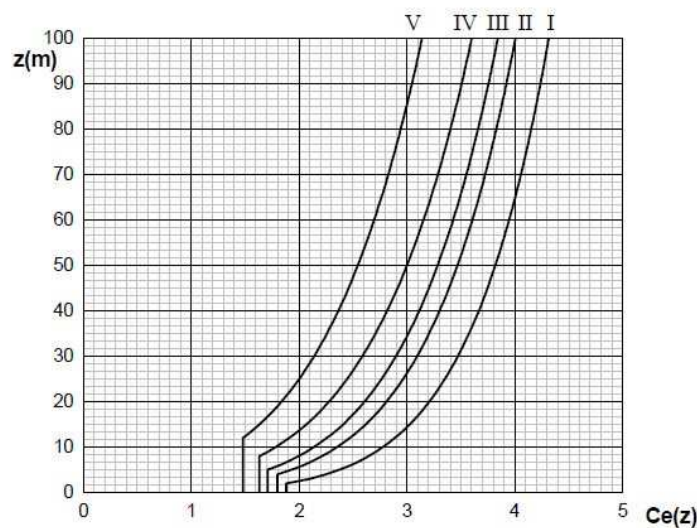


Figura 7.9 - Coefficiente di esposizione

Il valore di c_e è dunque 1.8.

Nel capitolo 8 dell'EC1 parte 1-4 si fa riferimento a due condizioni di esercizio del ponte in relazione alla presenza o meno di autoveicoli e, in particolar modo, di veicoli da trasporto merci. La presenza dei veicoli di grande volume può influenzare in maniera notevole la superficie colpita dal vento e quindi provocare un aggravio delle azioni su impalcato e supporti.

Nel caso in esame, non essendo previsto traffico veicolare sul ponte, si farà riferimento alla sola condizione di ponte scarico.

Coefficiente di forza in direzione y trasversale e area di riferimento

Il coefficiente di forza in direzione può essere valutato per mezzo di un'espressione che tiene conto del rapporto tra la larghezza complessiva dell'impalcato e l'altezza della struttura interessata dal flusso del vento.

Definiti:

- $b = 5.00m$ larghezza complessiva di impalcato;
 $d_{tot} = 1.40m$ altezza della struttura interessata dal flusso del vento
 $L = 72.00m$ lunghezza impalcato
 $b/d = 5$ Rapporto tra larghezza e altezza

L'altezza totale della struttura è stata valutata secondo quanto prescritto dalla Tabella 8.1 del §8.3 dell'EC1 parte 1-4.

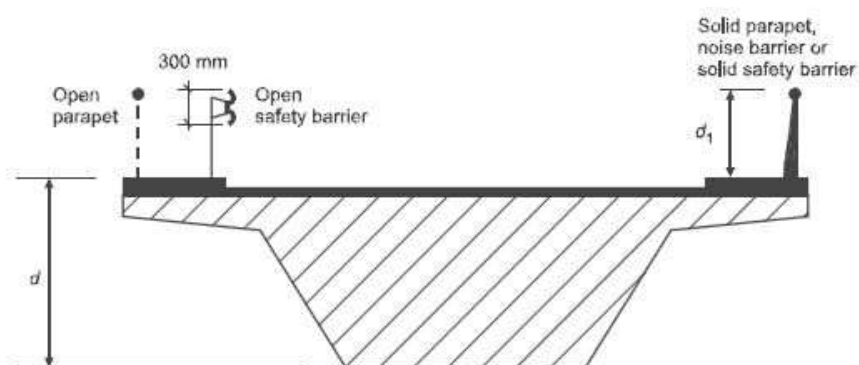


Figura 7.10 - Definizione di parapetto e sicurtà secondo l'Eurocodice

Road restraint system	on one side	on both sides
Open parapet or open safety barrier	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Solid parapet or solid safety barrier	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Open parapet and open safety barrier	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Figura 7.11 - Altezza dell'impalcato da Eurocodice

L'area investita dal vento risulta essere:

$$A_{ref,y} = d_{tot} L = 100.80 \text{ m}^2$$

Possiamo determinare il valore di $c_{f,y,0}$ ovvero il coefficiente di forza relativo all'impalcato in assenza di flusso di estremità libera dal grafico riportato in figura 8.3 nel §8.3 dell'EC1 parte 1-4.

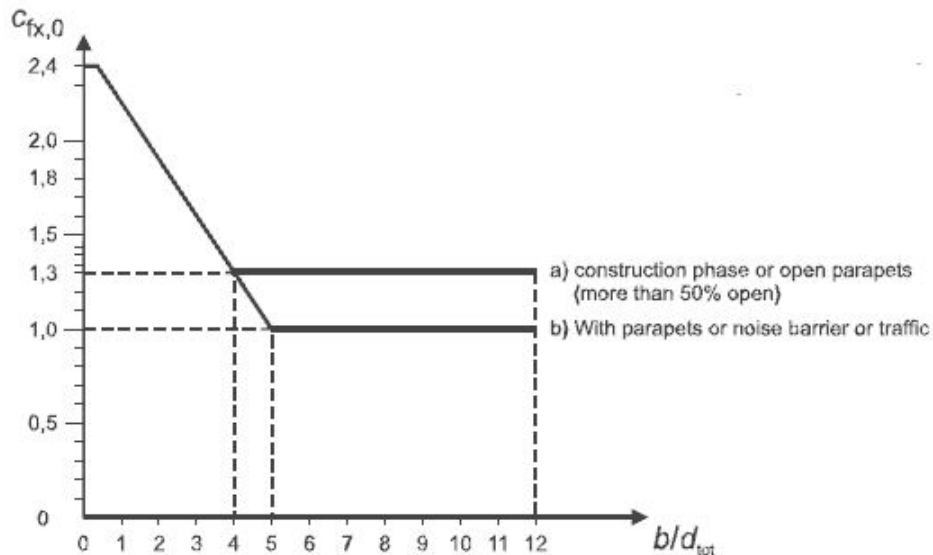


Figura 7.12 - coefficiente di forza in direzione y trasversale

NOTA: Nella figura il pedice del coefficiente di forza risulta essere X poiché la notazione dell'Eurocodice prevede gli assi X e Y ruotati di 90° rispetto a quelli usati nel presente elaborato.

Nel caso in esame, dobbiamo fare riferimento alla curva a, ovvero quella relativa ad una struttura con un parapetto avente almeno il 50% della superficie aperta.

Dall'espressione del §8.3.1 si ricava:

$$c_{f,y} = c_{f,y,0} = 1.3$$

L'Eurocodice consente di ridurre il valore del coefficiente appena trovato nel caso in cui la faccia sopravento abbia un'inclinazione non nulla rispetto alla verticale. Tale riduzione sarà trascurata a favore di sicurezza.

Calcolo dell'azione del vento in direzione trasversale y

Nel §8.3.2 dell' EC1 parte 1-4 viene fornita l'espressione per la valutazione della forza complessiva del vento agente sull'impalcato in direzione trasversale:

$$F_{w,y} = q_b \cdot c_e \cdot c_{f,y} \cdot A_{ref,y}$$

Considerando:

$q_b = 455.63 \text{ N/mm}^2$ Pressione cinetica di riferimento

$c_e = 1.8$ Coefficiente di esposizione

$c_{f,y} = 1.3$ Coefficiente di forza

$A_{ref,y} = 100.80 \text{ m}^2$ Area di riferimento trasversale

Si ottiene che la forza complessiva trasversale vale:

$$F_{w,y} = 107.47 \text{ kN}$$

Il carico distribuito per unità di lunghezza vale:

$$q_{w,y} = \frac{F_{w,y}}{L} = 1.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calcolo dell'azione del vento in direzione longitudinale x

Per i ponti a parete piena, in accordo con le prescrizioni dell'EC1 parte 1-4 al §8.3.4 la forza del vento in direzione longitudinale x (in direzione assiale rispetto all'impalcato) è assunta pari al 25% di quella in direzione trasversale y:

$$F_{w,x} = 0.25 F_{w,y} = 26.87 \text{ kN}$$

Il carico distribuito per unità di superficie dell'impalcato vale:

$$q_{w,x} = \frac{F_{w,x}}{L b_{trasversale}} = 0.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dove:

$$b_{trasversale} = 5.00\text{m} \quad \text{Larghezza trasversale impalcato}$$

Coefficiente di forza in direzione verticale z e area di investita

Considerando:

$$\begin{aligned} b &= 5.00\text{m} && \text{larghezza complessiva di impalcato;} \\ d &= 1.00\text{m} && \text{altezza della struttura interessata dal flusso del vento} \\ L &= 72.00\text{m} && \text{lunghezza impalcato} \end{aligned}$$

L'area investita dal vento risulta essere:

$$A_{ref,z} = b \cdot L = 360 \text{ m}^2$$

Il coefficiente di forza in direzione z dipende dall'angolo θ che è la somma dell'angolo di inclinazione del vento α e dell'angolo di inclinazione dell'impalcato rispetto l'orizzontale β e dal rapporto b/d_{tot} come mostrato nel grafico riportato nel §8.3.3 dell'EC1 parte 1-4.

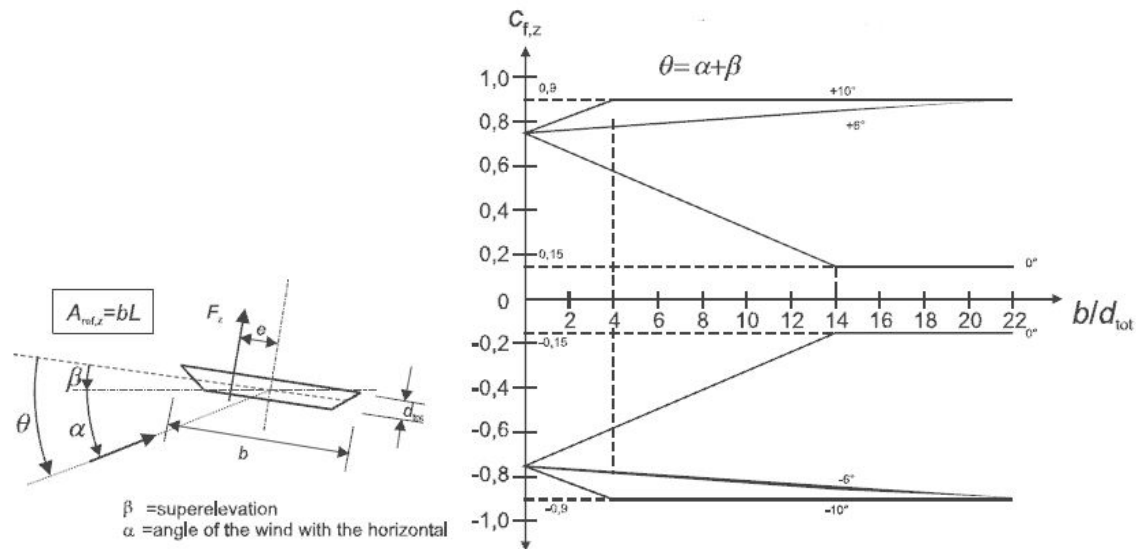


Figura 7.13 - Coefficiente di forza $c_{f,z}$ per i ponti con pendenza trasversale e inclinazione del vento

In caso di assenza di prove in galleria del vento la norma raccomanda di assumere un valore di $c_{f,z}$ pari a ± 0.9 . Questo valore tiene conto globalmente dell'influenza di una possibile pendenza trasversale dell'impalcato, della conformazione del terreno e delle fluttuazioni dell'angolo tra la direzione del vento e l'impalcato.

Calcolo dell'azione del vento in direzione verticale z

Nel §8.3.3 dell'EC1 parte 1-4 viene fornita l'espressione per la valutazione della forza complessiva del vento agente in direzione z:

$$F_{w,z} = q_b \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = 265.72 \text{ kN}$$

Il carico distribuito per unità di superficie dell'impalcato vale:

$$q_{w,z} = \frac{F_{w,z}}{A_{ref,z}} = 0.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$q_b = 455.63 \text{ N/mm}^2$ Pressione cinetica di riferimento

$C_e = 1.8$ Coefficiente di esposizione

$C_{f,y} = \pm 0.90$ Coefficiente di forza

$A_{ref,z} = 360.00 \text{ m}^2$ Area di riferimento trasversale

Calcolo dell'azione torcente indotta dal vento

L'azione del vento che spira nella direzione trasversale y rispetto all'impalcato induce sullo stesso degli effetti torcenti. Sul modello tridimensionale utilizzato per le analisi, tale azione è stata schematizzata su ciascun traverso come somma di due carichi distribuiti asimmetrici, ciascuno della lunghezza di metà del traverso stesso.

Definiti:

$d_{tot}=1.40m$ altezza della struttura interessata dal flusso del vento

$z_g = 0.40$ distanza del baricentro dell'impalcato dall'estremità inferiore

Si calcola il Momento torcente complessivo generato dalla forza $F_{w,y}$:

$$M_{w,y} = F_{w,y} \left(\frac{d_{tot}}{2} - z_g \right) = 32.24 \text{ kNm}$$

Considerando una distribuzione uniforme di tale azione si avrà su ciascun traverso un'azione torcente pari a:

$$m_{w,y} = \frac{M_{w,y}}{n} = 0.87 \text{ kNm}$$

Dove:

- $n = 37$ numero dei traversi compresi quelli di testata

E' possibile adesso calcolare il carico distribuito agente su ciascuna metà di traverso che ha lunghezza pari a 1.80m:

$$q_{w,m,y} = \frac{m_{w,y}}{(b/2)^2} = 0.27 \text{ kN/m}$$

7.6.3. Azione del vento sull'antenna

L'antenna ha un'altezza netta di 30.00m e un profilo rettangolare con una diminuzione di sezione dal basso verso l'alto.

Per poter meglio valutare l'effetto del vento sulla struttura si divide l'antenna in 6 conci di lunghezza pari a 5.00m e si calcolano le pressioni del vento su ognuna di queste.

La pressione in ogni concio può essere calcolata con la seguente formula estratta dal §5.3 dell'EC1 parte 1-4:

$$F_{w,concio} = q_b \cdot c_e \cdot c_f \cdot c_s c_d \cdot A_{ref,concio}$$

Dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento valutata rispetto al §3.3.6 del D.M.14/01/2008
- c_e è il coefficiente di esposizione descritto al §3.3.7 del D.M.14/01/2008
- c_f è il coefficiente di forza valutato secondo il §7.9 dell' EC1 parte 1-4
- $c_s c_d$ è il coefficiente di struttura definito §6.3.1 dell'EC1 parte 1-4 per considerare le azioni delle turbolenze.

I primi due coefficienti riportati nella formula soprastante sono stati valutati per mezzo delle informazioni riportate sulla norma nazionale (D.M.14/01/2008) poiché si basa su studi locali effettuati sul territorio italiano e quindi più aderenti alla realtà.

Come visto al paragrafo 8.5.1 della presente relazione la pressione cinetica di riferimento vale:

$$q_b = 0.5 \rho v_b^2 = 455.625 \text{ N/m}^2$$

Coefficiente di esposizione c_e

Essendo i conci a quote diverse va valutato per ogni elemento con l'espressione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

I valori di K_r , z_0 , c_t e z_{min} sono stato definiti al paragrafo §8.5.1 della presente relazione.

CONCIO	$Z_{baricentro} [m]$	$C_e(z)$	Note
1	3.50	1.80	$z < z_{min}$
2	8.50	2.25	$z > z_{min}$
3	13.50	2.55	$z > z_{min}$
4	18.50	2.76	$z > z_{min}$
5	23.50	2.92	$z > z_{min}$
6	28.50	3.06	$z > z_{min}$

Coefficiente di forza c_f

Al §7.6 dell'EC1 parte 1-4 viene definito il metodo per calcolare il coefficiente di forza per elementi strutturali con sezione rettangolare con la seguente espressione:

$$c_f = c_{f,0} \psi_r \psi_\lambda$$

Dove:

- $c_{f,0}$ è coefficiente di forza per sezioni rettangolari con angoli non arrotondati;
- ψ_r è il fattore di riduzione per sezioni quadrate con angoli arrotondati e dipende dal numero di Reynolds;
- ψ_r fattore definito per elementi con flusso di estremità libera.

Il valore del coefficiente di forza può essere dedotto dalla figura sottostante in funzione delle dimensioni in pianta dell'elemento considerato.

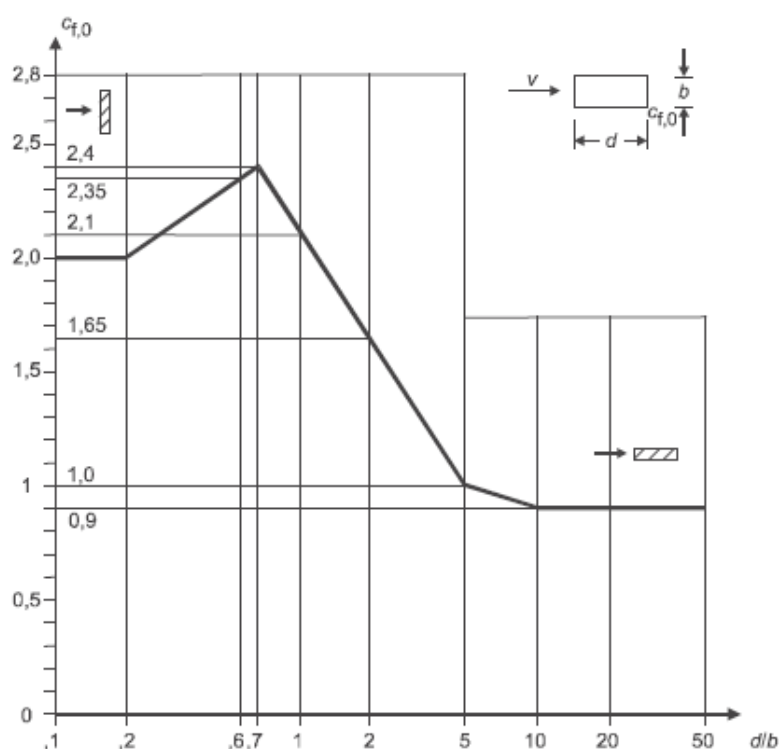


Figura 7.14 - Coefficiente di forza per elementi rettangolari isolati

Si valutano dunque i valori del coefficiente di forza per ogni concio nella quale l'antenna è suddivisa per le due direzione dell'azione del vento.

CONCIO	$L_x [mm]$	$L_y [mm]$	L_x/L_y	L_y/L_x
1	1400	1200	1.17	0.86
2	1300	1100	1.18	0.85
3	1200	1000	1.20	0.83
4	1100	900	1.22	0.82
5	1000	800	1.25	0.80
6	900	700	1.29	0.78

Dalla figura soprastante si nota che le differenze di dimensioni poco influiscono sui coefficienti di forza per il vento agente in una direzione.

Si prende come coefficiente di forza per la direzione x (parallela all'asse dell'impalcato):

$$c_{f,0,x} = 2.00$$

Mentre per la direzione y (perpendicolare all'asse dell'impalcato):

$$c_{f,0,y} = 2.30$$

Coefficienti ψ_r, ψ_λ :

Si possono assumere entrambi pari ad 1.

Coefficienti di struttura $c_s c_d$:

Possono essere assunti pari ad 1 in assenza di studi più accurati.

Area di riferimento

$$A_{ref,concio} = b \cdot L$$

Dove:

- b lunghezza del lato investito dal vento;
- L altezza del concio preso in considerazione.

Calcolo dell'azione indotta dal vento sull'antenna

CONCIO	L_x [mm]	L_y [mm]	$A_{ref,x}$ [m ²]	$A_{ref,y}$ [m ²]	$C_e(z)$	$F_{wa,x}$ [kN]	$q_{wa,x}$ [kN/m ²]	$F_{wa,y}$ [kN]	$q_{wa,y}$ [kN/m ²]
1	1400	1200	6.00	7.00	1.80	4.92	0.82	5.74	0.82
2	1300	1100	5.00	6.50	2.025	5.64	1.03	6.66	1.03
3	1200	1000	5.00	6.00	2.55	5.81	1.16	6.97	1.16
4	1100	900	4.00	5.50	2.76	5.66	1.26	6.92	1.26
5	1000	800	4.00	5.00	2.92	5.32	1.33	6.65	1.33
6	900	700	3.50	4.00	3.06	4.88	1.39	6.27	1.39

Dove:

- $F_{w,x}, F_{w,y}$ sono le forze orizzontali da applicare sulla faccia del concio di antenna considerato;
- $q_{w,x}, q_{w,y}$ sono le forze per unità di superficie da applicare sulla faccia del concio di antenna considerato.

7.7. Azioni termiche

Per la valutazione delle azioni provocate dalla temperatura sull'impalcato si è fatto riferimento all'Eurocodice 1 parte 1-5 e dove richiesto esplicitamente di fare riferimento ai valori nazionali al D.M.14/01/2008.

Le componenti di temperatura da prendere in considerazione per una corretta valutazione delle azioni termiche sono due: una *componente uniforme* che provoca espansione o contrazione dell'impalcato; un *gradiente di temperatura* sulla sezione retta provocato dalla variazione di temperatura tra intradosso ed estradosso di un elemento strutturale.

Data l'esigua altezza della struttura di impalcato, in questa sede terremo conto solo degli effetti di contrazione e dilatazione provocati dalla componente uniforme.

L'Eurocodice distingue tre tipologie di impalcato in relazione al metodo costruttivo utilizzato:

- Tipo 1: impalcato in acciaio
- Tipo 2: impalcato a struttura composta
- Tipo 3: impalcato in calcestruzzo

Per le quali fornisce tre curve di correlazione diversa tra temperatura esterna massima e temperatura esterna all'ombra (fornita dalle norme nazionali).

La tipologia del ponte in esame ricade nel TIPO 1.

7.7.1. Componente di temperatura uniforme

La componente di temperatura uniforme dipende dalle temperature massima e minima dell'area in cui è ubicato il manufatto relativamente ad un certo periodo di ritorno. Tale variazione provoca dilatazioni o contrazioni degli elementi strutturali che se sono vincolati, possono portare ad un aggravio delle sollecitazioni anche notevole.

Nel D.M.14/01/2008 al §3.5.2 vengono forniti i valori per la temperatura esterna in assenza di studi specifici per un tempo di ritorno pari a 50 anni:

$$T_{max} = 45^{\circ}C$$

$$T_{min} = -15^{\circ}C$$

Le componenti di temperatura uniforme $T_{e,max}$ e $T_{e,min}$ del ponte possono essere calcolate dalle precedenti attraverso la formula di correlazione rappresentata nella figura sottostante reperibile nell'EC1 parte 1-5 al §6.1.3.

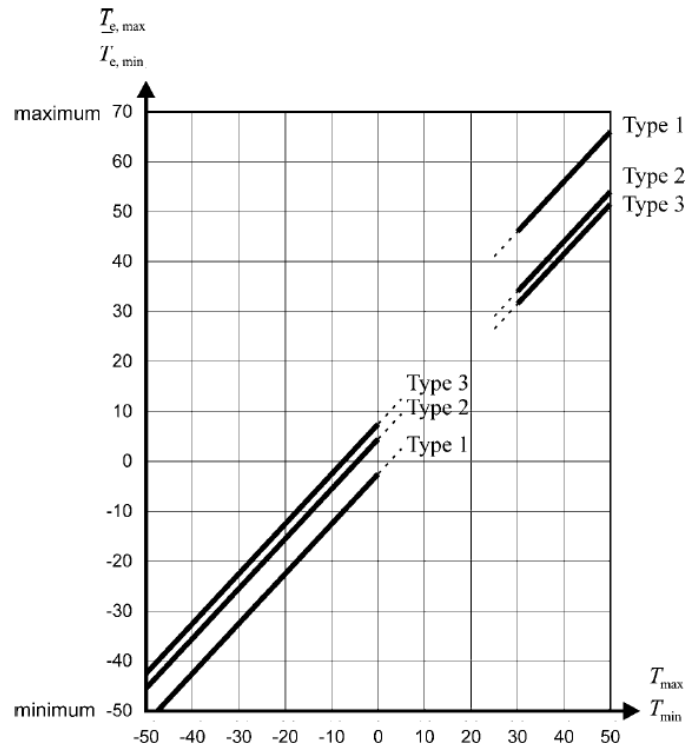


Figura 7.15 - Correlazione tra temperatura esterna all'ombra e temperatura massima

Per la tipologia di ponte in esame (*TIPO 1*) si ricavano i seguenti valori di temperatura:

$$T_{e,max} = 61^{\circ}C$$

$$T_{e,min} = -7^{\circ}C$$

La temperatura iniziale del ponte T_0 , in assenza di ulteriori informazioni o studi specifici, può essere assunta pari a $15^{\circ}C$. Tale valore è utilizzato per valutare il differenziale termico che provoca la contrazione della struttura o la sua espansione.

Il valore caratteristico dell'intervallo di massima contrazione della componente di temperatura uniforme del ponte è pari a:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 22^{\circ}C$$

Mentre il valore caratteristico dell'intervallo di espansione della componente di temperatura uniforme del ponte è pari a:

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 46^{\circ}C$$

Per la verifica degli appoggi e dei giunti di espansione è previsto dall'EC1 parte 1-5 al §6.1.3.3 che i valori appena trovati siano aumentati in valore assoluto di $\pm 20^{\circ}C$.

7.8. Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto sono definite a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione. Essa viene definita a partire dagli studi effettuati nel territorio italiano e dunque valutata secondo le prescrizioni riportate sul D.M.14/01/2008 al §3.2.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M.14/01/2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel §3.2.1 del D.M.14/01/2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel §2.4 del D.M.14/01/2008.

In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito, ma non saranno utilizzati in questo caso poiché la scarsa pericolosità sismica dell'area di interesse ci fa supporre che non sia necessaria un'analisi non lineare.

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori di tali parametri e i relativi spettri di risposta sono valutati secondo il foglio di calcolo SPETTRI_NTC v1.03 reperibile sul sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Gli spettri di risposta forniti dal foglio di calcolo sopra descritto sono stati implementati nel software di calcolo SAP2000 con il quale è stata eseguita un'analisi dinamica lineare della struttura.

7.8.1. Parametri di riferimento

I parametri di riferimento dell'azione sismica sono tutti valutati secondo le prescrizioni del §3.2 del D.M.14/01/2008.

Vita nominale dell'opera

Intesa come numero minimo di anni nei quali la struttura, purché soggetta ad interventi di manutenzione ordinaria, mantiene gli standard di sicurezza per i quali è stata progettata.

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

Classe d'uso

Valutata in riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso della struttura e al normale affollamento della stessa.

Si riporta quanto scritto al §2.4.2 del D.M.14/01/2008.

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

E' possibile ascrivere la struttura in esame alla *CLASSE II*.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione secondo la seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

Il valore del coefficiente d'uso C_u è definito, al variare della classe d'uso come riportato nella tabella sottostante.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 7.16 - Valore del coefficiente C_u in funzione della classe d'uso

Si ottiene un valore di C_u pari a 1.

Categorie di sottosuolo

In assenza di studi approfonditi necessari per la caratterizzazione dell'azione sismica locale è possibile in modo semplificato, stabilire una categoria di sottosuolo di riferimento, come specificato nella tabella sottostante.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Figura 7.17 - categoria sottosuolo

Possiamo prendere come riferimento un terreno di CATEGORIA D.

Condizioni topografiche

Per configurazioni superficiali semplici o comunque che non richiedono particolari studi di approfondimento per effetti aerodinamici indotti da ostacoli naturali o artificiali è possibile definire la categoria topografica a partire dalla seguente tabella.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 7.18 - Categoria topografica

Possiamo prendere come riferimento un classe topografica T1.

Probabilità di superamento

Si riportano di seguito le probabilità di superamento P_{VR} relative ai vari stati limite di esercizio ed ultimi.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 7.19 - Probabilità di superamento

7.8.2. Spettri di risposta

Gli spettri di risposta elastici forniscono i valori massimi della risposta di strutture che si mantengono indefinitamente in campo elastico. Scalando tali spettri di un opportuno fattore q , detto fattore di struttura, è possibile ricavare gli spettri di progetto per l'azione sismica per i diversi stati limite.

Considerando che alla struttura in esame non viene richiesta alcuna capacità dissipativa essa sarà concentrata in corrispondenza dei dispositivi di vincolo o nelle fondazioni stesse, si è deciso di utilizzare dunque un fattore di struttura pari a 1, ovvero si adottano uno spettro di progetto equivalente allo spettro elastico sia per la componente orizzontale sia per quella verticale.

Per la valutazione dell'azione sismica si farà riferimento alla condizione di Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita ottenendo così un tempo di ritorno dell'azione sismica pari a 475 anni relativo a una probabilità di superamento del 10%.

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	30	0,026	2,624	0,188
SLD	50	0,031	2,673	0,207
SLV	475	0,057	2,796	0,289
SLC	975	0,067	2,852	0,301

Figura 7.20 - Valori dei parametri a_g , F_o e T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_s	0,057 g
F_o	2,796
T_c	0,289 s
S_s	1,500
C_c	1,581
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,152 s
T_c	0,457 s
T_D	1,827 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_o(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,085
T_B	0,152	0,238
T_c	0,457	0,238
	0,523	0,208
	0,588	0,185
	0,653	0,167
	0,718	0,152
	0,783	0,139
	0,849	0,128
	0,914	0,119
	0,979	0,111
	1,044	0,104
	1,110	0,098
	1,175	0,093
	1,240	0,088
	1,305	0,083
	1,370	0,079
	1,436	0,076
	1,501	0,073
	1,566	0,070
	1,631	0,067
	1,697	0,064
	1,762	0,062
T_D	1,827	0,060
	1,930	0,053
	2,034	0,048
	2,137	0,044
	2,241	0,040
	2,344	0,036
	2,448	0,033
	2,551	0,031
	2,655	0,028
	2,758	0,026
	2,862	0,024
	2,965	0,023
	3,069	0,021
	3,172	0,020
	3,276	0,019
	3,379	0,017
	3,483	0,016
	3,586	0,015
	3,690	0,015
	3,793	0,014
	3,897	0,013
	4,000	0,012

Figura 7.21 - Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0,018 g
S_s	1,000
S_T	1,000
q	1,000
T_B	0,050 s
T_C	0,150 s
T_D	1,000 s

Parametri dipendenti

F_v	0,899
S	1,000
η	1,000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_e \cdot \left(\frac{a_s}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_s(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,018
$T_B \leftarrow$	0,050	0,051
$T_C \leftarrow$	0,150	0,051
	0,235	0,033
	0,320	0,024
	0,405	0,019
	0,490	0,016
	0,575	0,013
	0,660	0,012
	0,745	0,010
	0,830	0,009
	0,915	0,008
$T_D \leftarrow$	1,000	0,008
	1,094	0,006
	1,188	0,005
	1,281	0,005
	1,375	0,004
	1,469	0,004
	1,563	0,003
	1,656	0,003
	1,750	0,002
	1,844	0,002
	1,938	0,002
	2,031	0,002
	2,125	0,002
	2,219	0,002
	2,313	0,001
	2,406	0,001
	2,500	0,001
	2,594	0,001
	2,688	0,001
	2,781	0,001
	2,875	0,001
	2,969	0,001
	3,063	0,001
	3,156	0,001
	3,250	0,001
	3,344	0,001
	3,438	0,001
	3,531	0,001
	3,625	0,001
	3,719	0,001
	3,813	0,001
	3,906	0,001
	4,000	0,000

Figura 7.22 - Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV

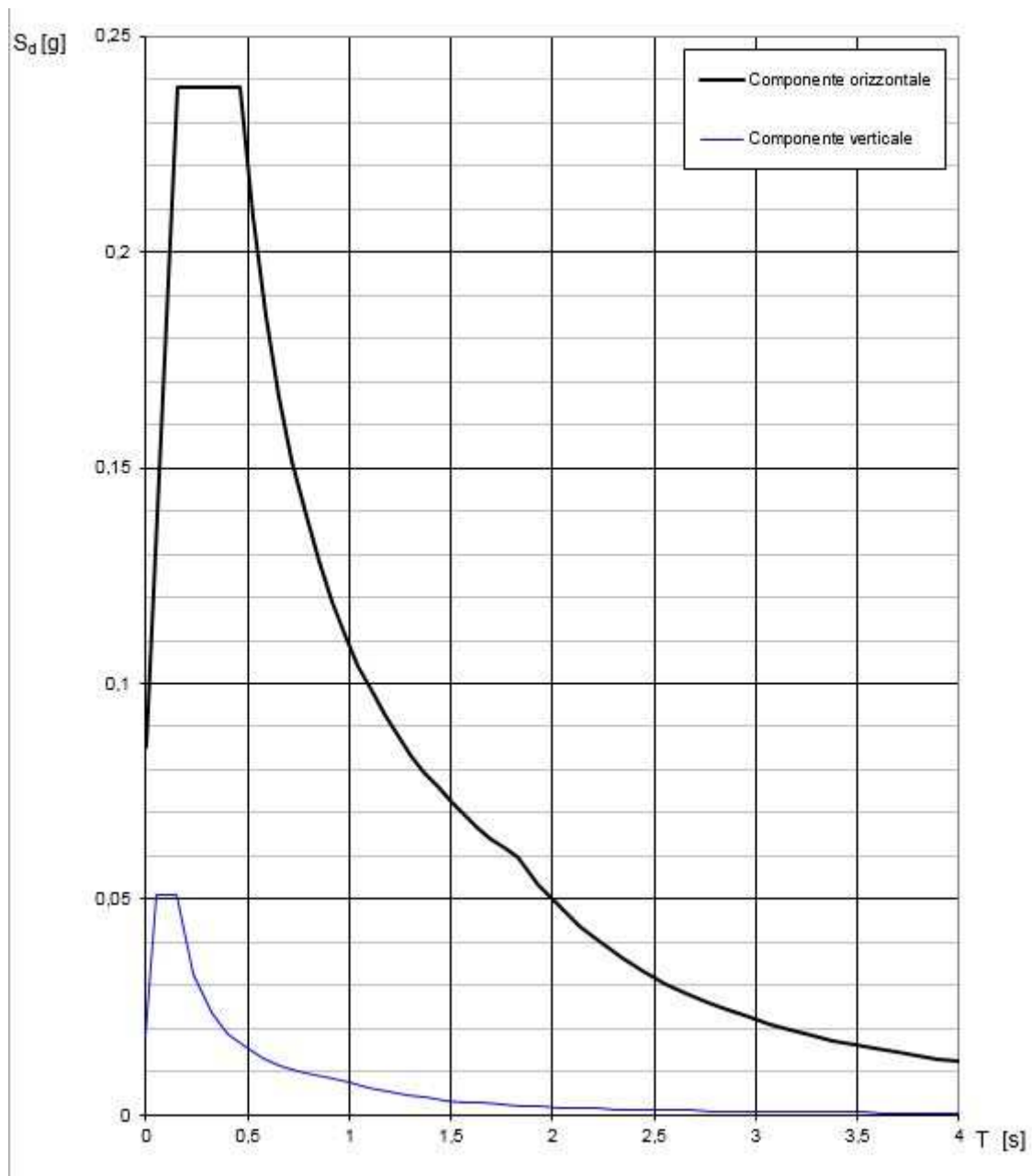


Figura 7.23 - Spettri di risposta orizzontale e verticale

CAPITOLO 8 - COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Tutte le azioni descritte in precedenza sono state tra loro combinate in accordo con quanto riportato sul D.M.14/01/2008 capitolo due in modo da massimizzare gli effetti sugli elementi strutturali analizzati.

Si farà riferimento in seguito alle combinazioni relative agli Stati Limite Ultimi, d'ora in avanti chiamate SLU, per le verifiche di resistenza, mentre per le verifiche di deformabilità e le verifiche di esercizio si farà riferimento alle combinazioni relative agli Stati Limite di Esercizio, d'ora in avanti chiamate SLE.

Si riporta il significato dei simboli utilizzati nei seguenti paragrafi:

- G_1 è il valore caratteristico dei carichi permanenti strutturali;
- G_2 è il valore caratteristico dei carichi permanenti non strutturali;
- P è il valore caratteristico delle azioni di pretensione o di precompressione;
- Q_{ki} è il valore caratteristico dell' i -esima azione variabile;
- γ_{g1} è il coefficiente parziale di sicurezza sui carichi permanenti strutturali;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale di sicurezza sui carichi permanenti non strutturali;
- γ_P è il coefficiente parziale di sicurezza sull'azione di pretensione;
- γ_{Qi} è il coefficiente parziale di sicurezza sulle azioni variabili;
- ψ_{0i} è il coefficienti di combinazione per la i -esima azione.

Tutte le possibili combinazioni di carico sono state ottenute analizzando la struttura sotto le diverse azioni, prese singolarmente e poi combinate tra loro per massimizzarne gli effetti.

Data la asimmetria strutturale dell'opera sono state prese in considerazione anche le diverse direzioni nei quali le azioni possono agire. Per chiarezza di esposizione queste non sono riportate nelle indicazioni seguenti ma sono state implementate direttamente nel codice di calcolo.

Coefficienti parziali di sicurezza

Si utilizzano i coefficienti parziali relativi ai ponti e reperibili al §5.1.3.12 del D.M.14/01/2008 e riportati nella tabella sottostante.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Figura 8.1 - Coefficienti parziali di sicurezza

Coefficienti di combinazione

Si utilizzano i coefficienti di combinazione relativi ai ponti e reperibili al §5.1.3.12 del D.M.14/01/2008 riportati nella tabella sottostante.

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve q_5	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Figura 8.2 - Coefficienti di combinazione

8.1. Combinazioni di carico per SLE

Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{0i} Q_{ki}$$

Si riporta nella tabella sottostante la denominazione data alle varie combinazioni di carico nel codice di calcolo SAP2000 e con i coefficienti parziali ottenuti dalle tabelle precedenti.

NOME	G_1	G_2	P	Q_F	Q_W	Δ_T	Note
SLE1(R)	1	1	1	1	0.6	0.6	Azione della folla dominante
SLE2(R)	1	1	1	0	1	0.6	Azione del vento dominante
SLE3(R)	1	1	1	0	0.6	1	Azione della temperatura dominante

Considerando la variabilità direzione dell'azione del vento (valutato solo in direzione trasversale) e della temperatura, si ottengono in totale 12 combinazioni.

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

Si riporta nella tabella sottostante la denominazione data alle varie combinazioni di carico nel codice di calcolo SAP2000 e con i coefficienti parziali ottenuti dalle tabelle precedenti.

NOME	G_1	G_2	P	Q_F	Q_W	Δ_T	Note
SLE4(F)	1	1	1	0.75	0	0.5	Azione della folla dominante
SLE5(F)	1	1	1	0	0.2	0.5	Azione del vento dominante
SLE6(F)	1	1	1	0	0	0.6	Azione della temperatura dominante

Considerando la variabilità direzione dell'azione del vento (valutato solo in direzione trasversale) e della temperatura, si ottengono in totale 8 combinazioni.

Combinazione quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

Si riporta nella tabella sottostante la denominazione data alle varie combinazioni di carico nel codice di calcolo SAP2000 e con i coefficienti parziali ottenuti dalle tabelle precedenti.

NOME	G_1	G_2	P	Q_F	Q_W	Δ_T	Note
SLE7(QP)	1	1	1	0	0	0.5	Combinazione unica

Considerando la variabilità direzione dell'azione della temperatura, si ottengono in totale 2 combinazioni.

8.2. Combinazioni di carico per SLU

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{0i} Q_{ki}$$

Si riporta nella tabella sottostante la denominazione data alle varie combinazioni di carico nel codice di calcolo SAP2000 e con i coefficienti parziali ottenuti dalle tabelle precedenti.

NOME	G_1	G_2	P	Q_F	Q_W	Δ_T	Note
SLU1	1.35	1.5	1	1.35	0.9	0.72	Azione della folla dominante
SLU2	1.35	1.5	1	0	1.5	0.72	Azione del vento dominante
SLU3	1.35	1.5	1	0	0.9	1.2	Azione della temperatura dominante

Considerando la variabilità direzione dell'azione del vento (valutato solo in direzione trasversale) e della temperatura, si ottengono in totale 12 combinazioni.

8.3. Combinazioni di carico per SLV

Le combinazioni di carico per l'azione sismica sono state valutate secondo la seguente espressione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=2}^n \psi_{2i} Q_{ki}$$

Con E azione sismica valutata secondo gli spettri di risposta riportati nel capitolo precedente e relativi allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

L'azione sismica viene convenzionalmente suddivisa in tre componenti agenti ognuna secondo una direzione precisa orientata secondo una terna cartesiana di riferimento (X,Y,Z). Ai fini delle verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, le tre componenti devono essere combinate tra loro e a loro volta combinate con le altre azioni agenti.

Per tenere in considerazione il fatto che non è possibile determinare a priori dove sarà scatenato l'evento sismico (epicentro) le azioni valutate in una direzione devono essere sommate al 30% delle azioni relative alle altre due direzioni:

- $1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$
- $0.30 E_x + 1.00 E_y + 0.30 E_z$
- $0.30 E_x + 0.30 E_y + 1.00 E_z$

Permutando i segni si ottengono 24 combinazioni (8 per ciascuna delle precedenti).

Infine è possibile combinare ciascuna delle precedenti combinazioni sismiche con le altre azioni accidentali valutate in precedenza.

Si riporta nella tabella sottostante la denominazione data alle varie combinazioni di carico nel codice di calcolo SAP2000 e con i coefficienti parziali ottenuti dalle tabelle precedenti.

NOME	G_1	G_2	P	E_X	E_Y	E_Z	Δ_T
SISMA1	1	1	1	1	0.3	0.3	0.5
SISMA2	1.35	1.5	1	0.3	1	0.3	0.5
SISMA3	1.35	1.5	1	0.3	0.3	1	0.5

NOTE:

Dall'analisi effettuata sulla struttura caricata con le singole azioni variabili è stato possibile osservare che:

- L'azione longitudinale del vento (asse x) nelle due direzioni non ha caratteristiche rilevanti e dunque non è stata implementata nelle combinazioni di carico riportate nel presente paragrafo.
- L'azione verticale del vento (asse z) è stata valutata solo nella componente direzionale gravitazionale, poiché la forza esercitata dal vento non supera il peso proprio degli elementi strutturali costituenti l'impalcato, dunque non sono previsti effetti di sollevamento e di inversione delle tensioni:

$$q_{w,z} = 1.00 \frac{kN}{m^2} < p.p = 1.80 kN/m^2$$

- Sono da tenere in considerazione gli effetti aerodinamici prodotti dal vento.

CAPITOLO 9 - MODELLI DI CALCOLO

Per lo studio del ponte sono stati realizzati numerosi modelli di calcolo calibrati per analizzare il comportamento dell'opera durante le varie fasi progettuali.

Tali modelli sono stati realizzati mediante il programma di analisi strutturale agli elementi finiti (FEM) SAP 2000 v14.0.0 Advanced prodotto e distribuito da "Computers and Structures, Inc.", Berkeley – California(USA).

Possiamo suddividere i modelli realizzati in:

- Modelli semplificati (calcolati a mano o con programma di calcolo)
- Modelli globali con elementi *monodimensionali* (*frame* e *cable*) per lo studio statico della fase preliminare
- Modelli globali con elementi monodimensionali (*frame* e *cable*) e bidimensionali (*shell*) per lo studio statico, sismico e per la valutazione dei fenomeni di instabilità.

Si riporta una breve descrizione degli elementi utilizzati come riportato sul manuale di utilizzo del programma di calcolo SAP2000.

Elemento frame

L'elemento frame può essere considerato come un elemento trave tridimensionale, che include gli effetti del momento flettente biassiale, della torsione, della deformazione assiale e della deformazione a taglio.

Elemento cable

L'elemento cable è un elemento non lineare utilizzato per modellare i cavi sottili e il comportamento in regime di grandi spostamenti. Nella formulazione matematica che li descrive sono stati presi in considerazione il cambio di rigidezza dell'elemento in funzione della tensione nel cavo e le deformazioni per grandi spostamenti. Richiedono analisi non lineari.

Elemento shell

L'elemento shell è un oggetto bidimensionale che viene usato per modellare membrane, piastre e lastre in strutture bidimensionali e tridimensionali. La formulazione di tale elemento permette di scegliere tra varie sottocategorie di elemento bidimensionale, nel caso in esame si è usato un elemento "shell-thin".

9.1. Modelli semplificati

In fase di predimensionamento, prima ancora di realizzare i modelli ad elementi finiti utilizzati per la valutazione statica preventiva delle soluzioni proposte, sono stati realizzati dei calcoli preventivi usando schemi semplici per la determinazione delle sollecitazioni e delle dimensioni degli elementi costituenti l'impalcato, quali:

- Pavimentazione lignea
- Travetti rompitratta
- Traversi

Gli schemi statici ai quali si fa riferimento sono quelli tipici reperibili nei test di scienza e tecnica delle costruzioni, quali lo schema a trave semplicemente appoggiata, a trave doppiamente incastrata o a trave continua, in relazione al tipo di elemento da valutare. In tal modo è stato possibile ottenere delle dimensioni di massima, spesso valutate per eccesso degli elementi strutturali da inserire nel modello, o come nel caso della pavimentazione lignea e dei travetti rompitratta per i quali è stato possibile ottenere un carico fittizio da utilizzare nel modello globale come carico strutturale non permanente (g_2).

La pavimentazione lignea è stata calcolata per mezzo dello schema statico di trave semplicemente appoggiata su più appoggi. Sono state valutate più combinazioni di carico, sia con carichi uniformemente ripartiti su tutta la lunghezza, sia con combinazioni a scacchiera per massimizzazione dei momenti e del taglio in campata e sugli appoggi.

Si è preso come riferimento una singola tavola di pavimentazione di larghezza pari a 100mm.

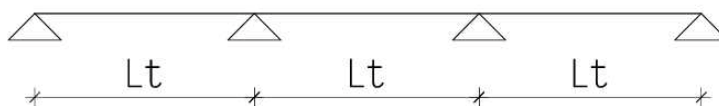


Figura 9.1 - Schema statico adottato per pavimentazione.

Con L_t si è indicata la luce libera della tavola di pavimentazione.

Per il travetto rompi tratta è stato utilizzato uno schema statico a trave semplicemente appoggiata. Il carico derivante dal peso proprio della pavimentazione e dai carichi accidentali è stato distribuito uniformemente su tutta la lunghezza essendo questo il caso più gravoso per le verifiche.

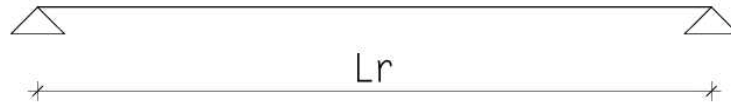


Figura 9.2 - Schema statico adottato per travetto rompi tratta.

Con L_r si è indicata la luce libera del travetto rompit tratta.

I traversi sono stati inizialmente valutati con un doppio schema statico a trave semplicemente appoggiata e a trave doppiamente incastrata, con i carichi derivanti dal proprio della pavimentazione, dal peso proprio dei travetti rompi tratta e dai carichi accidentali, distribuiti uniformemente su tutta la lunghezza essendo questo il caso più gravoso per le verifiche.



Figura 9.3 - Schemi statici adottati per il traverso

Con L_r si è indicata la luce libera del travetto rompi tratta.

Nello stesso modo sono stati predimensionati i cassoni longitudinali, attraverso uno schema statico di trave semplicemente appoggiati, facendo variare la geometria e le aree di influenza dei carichi da essi portati.

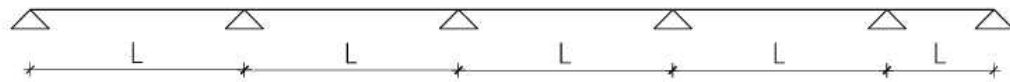


Figura 9.4 - Schema statico cassoni longitudinali

9.2. Modelli locali e globali con elementi monodimensionali

In seguito è stato utilizzato un modello tridimensionale ad elementi *frame* del solo impalcato, necessario per determinare le sezioni resistenti degli elementi strutturali principali e per determinare in prima approssimazione il tiro dei cavi.

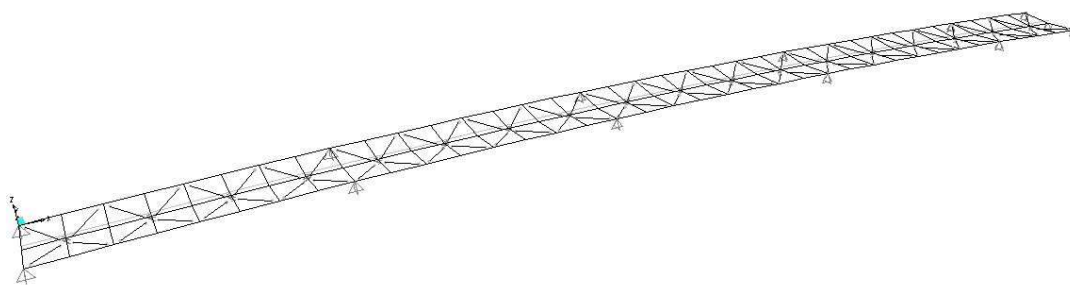


Figura 9.5 - Modello ad elementi frame dell'impalcato

Su tale modello sono stati disposti i carichi dovuti alla pavimentazione e ai travetti rompitratta che non sono stati modellati e i carichi accidentali (carico folla). I pesi propri sono stati automaticamente computati dal programma di calcolo SAP2000.

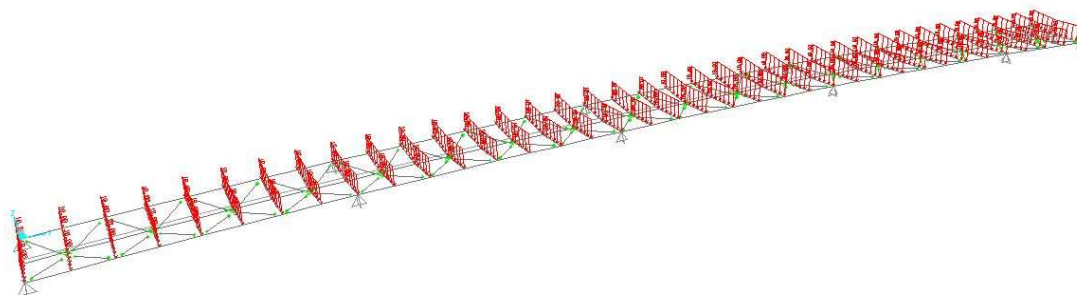


Figura 9.6 - Esempio della distribuzione del carico accidentale

Da tale modello è stato possibile ottenere i valori di prima approssimazione del tiro dei cavi, valutando le reazioni vincolari ottenute in corrispondenza degli appoggi.

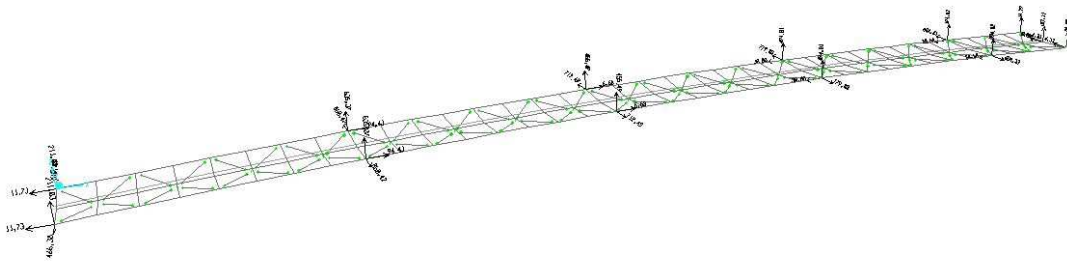


Figura 9.7 - Reazioni verticali utilizzate per valutazione pretiro

Il modello globale con elementi monodimensionali, è stato utile per valutare in maniera più corretta il dimensionamento degli elementi strutturali effettuato con l'analisi di predimensionamento. Inoltre ha permesso di valutare il tiro dei cavi in maniera iterativa, partendo dai valori ottenuti nel caso precedente.

Per fare ciò è stato comunque necessario eseguire un'analisi non lineare, assegnando all'impalcato i carichi accidentali (carico folla) a partire dalla configurazione deformata ottenuta con i pesi propri (g_1) e i pesi propri non strutturali (g_2).

Da tale modello è stato possibile osservare che per il numero di stralli (8 in campata e 3 di ancoraggio) scelti inizialmente i diametri dei cavi da utilizzare erano piuttosto grandi (50-60mm per gli stralli di campata, 100-120mm per gli stralli di ancoraggio), il che oltre a pregiudicare l'estetica dell'opera avrebbe comportato l'utilizzo di dispositivi di ancoraggio per i cavi stessi molto ingombranti, poco maneggevoli in fase di montaggio e con difficoltà tecniche notevoli nel successivo studio delle connessioni tra ancoraggi e struttura principale. Si è deciso in tale sede di aumentare il numero sia degli stralli di campata che di quelli di riva.

Gli stralli sono stati modellati come elementi *cable*, in tal modo non è stato necessario valutare la differente rigidità di ogni elemento in funzione dello stato tensionale, poiché tale funzionalità è implementata nel programma di calcolo SAP2000.

Tale modellazione ha permesso anche di avere una prima soluzione anche in termini di frequenze proprie della struttura, per mezzo di un'analisi dinamica modale.

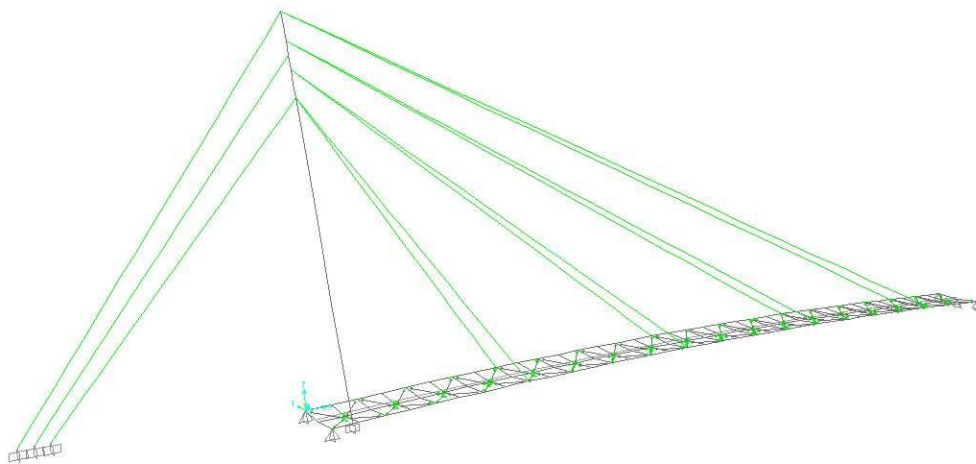


Figura 9.8 - Modello globale con elementi monodimensionali

Per far sì che gli elementi non lineari *cable* figurassero all'interno dell'analisi modale, che di per se è un'analisi lineare, è stato necessario impostare come matrice di rigidezza della struttura quella ottenuta automaticamente dal programma SAP2000 alla fine dell'analisi non lineare svolta precedentemente.

9.3. Modelli locali e globali con elementi mono e bidimensionali

Generalmente i modelli ad elementi finiti con elementi bidimensionali vengono utilizzati per rappresentare e analizzare porzioni di struttura, o particolari snodi, poiché dato l'innunerevole numero di incognite che si vengono a creare, il calcolo, nonostante venga effettuato dall'elaboratore può diventare troppo oneroso in termini di tempi impiegati.

In questo caso, data la modesta grandezza della struttura e ad una accorta modellazione tridimensionale eseguita per mezzo del programma di disegno AUTOCAD 3D, è stato possibile realizzare un modello ad elementi finiti ben dettagliato ma allo stesso tempo non troppo pesante per il calcolo. Per fare ciò è stato necessario prima di tutto modellare la struttura con elementi piani quadrangolari 3DFACE corrispondenti agli assi dei pannelli in acciaio.

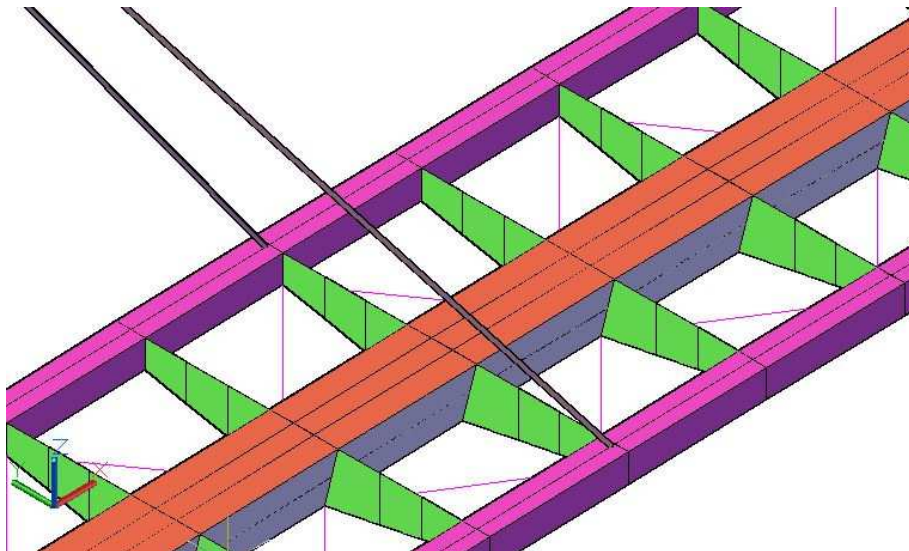


Figura 9.9 - Vista assonometrica del modello tridimensionale dell'impalcato

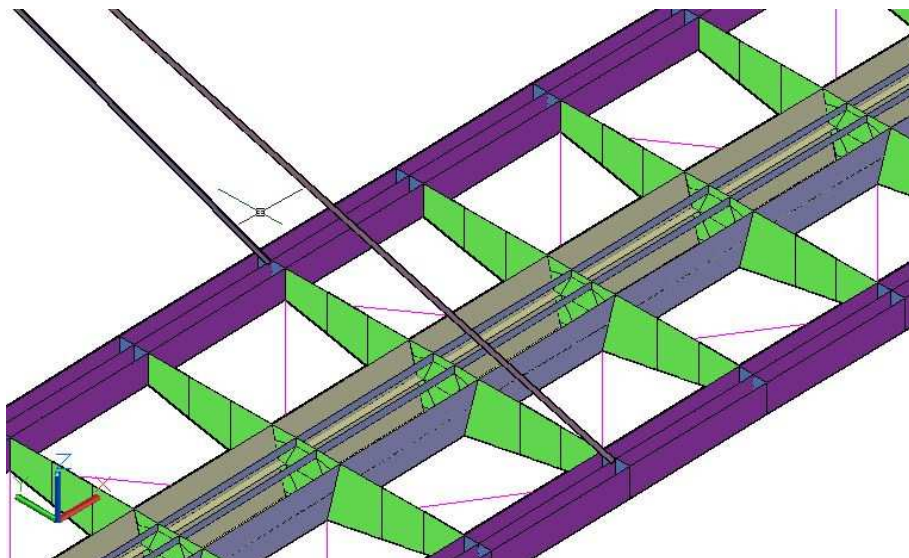


Figura 9.10 - Vista assonometrica del modello tridimensionale con vista interno

Il modello realizzato è stato poi importato all'interno del programma SAP2000 attraverso il quale sono state assegnate le proprietà geometriche ed i materiali ad ogni elemento.

Si è fatto ricorso anche in tale modello all'utilizzo di elementi frame come per i controventi, per le piattebande superiore ed inferiore dei traversi, e per una parte dell'antenna che dovrà essere realizzata in calcestruzzo armato.

A tale modello sono stati applicati i carichi previsti dalla normativa e i risultati in termini tensionali e di sforzi, sono stati utilizzati per le verifiche necessarie sia globali che locali.

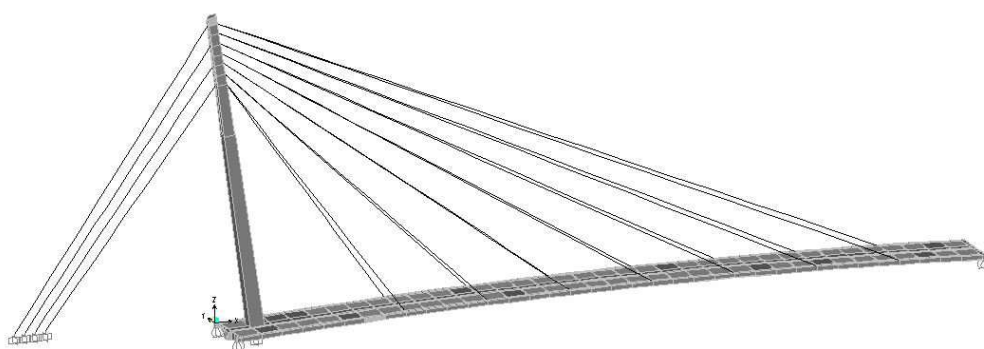


Figura 9.11 - Modello tridimensionale globale nel codice di calcolo SAP2000

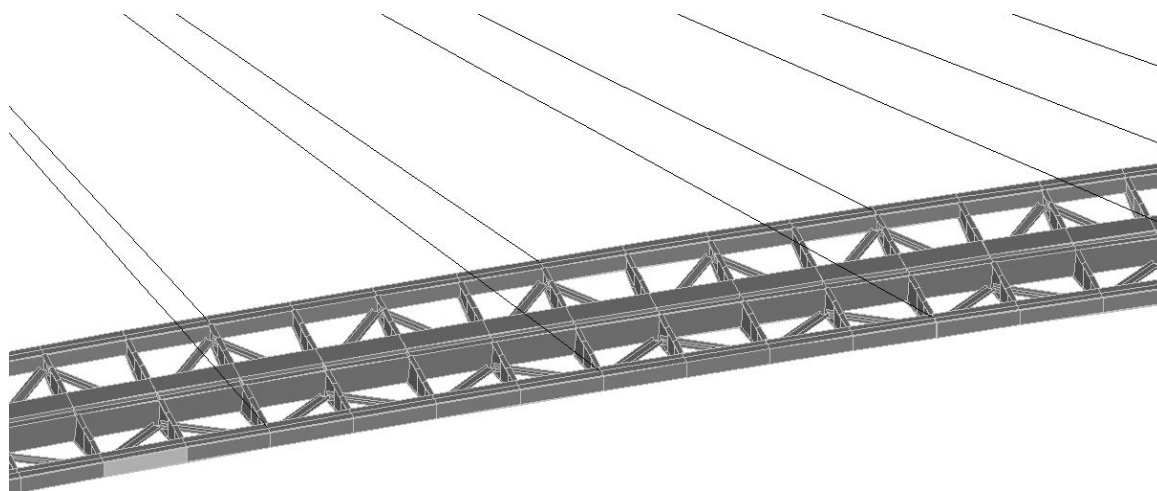


Figura 9.12 – Particolare impalcato nel codice di calcolo SAP2000

CAPITOLO 10 - ANALISI DINAMICA LINEARE

Per indagare i fenomeni dovuti all'azione sismica e alle vibrazioni indotte dal vento e dal traffico pedonale è stato scelto di effettuare un'analisi dinamica lineare della struttura.

Per fare ciò saranno determinati i modi di vibrare della struttura attraverso un'analisi modale elaborata per mezzo del programma di calcolo SAP2000.

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando viene sottoposta a vibrazione.

Dal punto di vista matematico tale analisi consiste nel disaccoppiare le equazioni differenziali del moto, descritte in forma del tutto generale dalla seguente espressione:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{p(t)\}$$

Dove:

- $[M]$ *matrice delle masse;*
- $[C]$ *matrice degli smorzamenti;*
- $[K]$ *matrice delle rigidezze;*
- $\{u\}$ *vettore degli spostamenti;*
- $\{p(t)\}$ *vettore delle forzanti;*

Risolvendo il problema con il metodo degli autovalori è possibile determinare le frequenze proprie del sistema a N gradi di libertà a cui sono associati i modi di vibrare della struttura.

Le frequenze e i periodi dei modi di vibrare così determinati, sono utili sia per l'analisi sismica, poiché ci permettono di valutare in quale zona dello spettro di risposta si trova la nostra struttura e quindi quanto questa è suscettibile ai fenomeni sismici, sia per le analisi delle vibrazioni, poiché in base alle frequenze di vibrazione proprie della struttura è possibile valutare se l'interazione con i fenomeni eolici o antropici possono causare fenomeni di risonanza.

Per tenere conto della non linearità dei cavi all'interno di un'analisi lineare, quale quella modale, si è seguito il procedimento descritto dalla stessa casa produttrice, ovvero si sono calcolate le forme modali a partire dalla configurazione deformata ottenuta applicando i carichi dovuti ai pesi propri e al pretiro.

10.1. Modi propri della struttura

Si riportano di seguito i modi di vibrare più significativi della struttura.

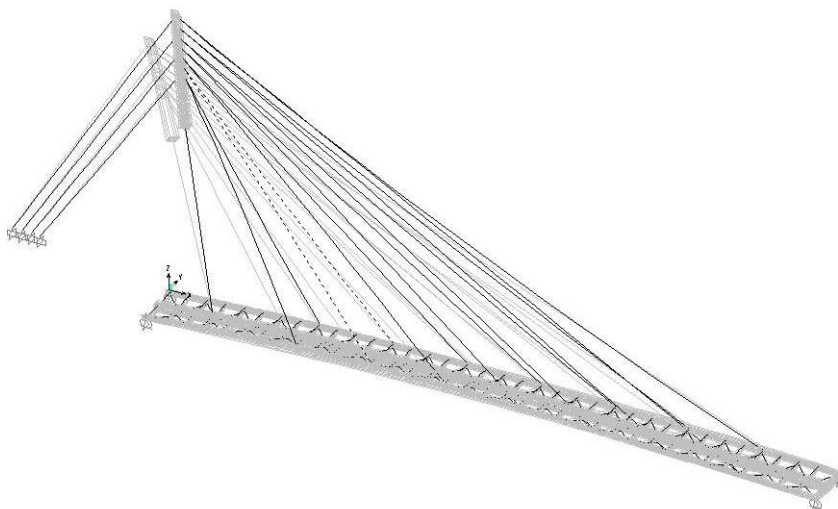


Figura 10.1 - Primo modo di vibrare, flessione dell'antenna fuori piano , $T_1=1.047$

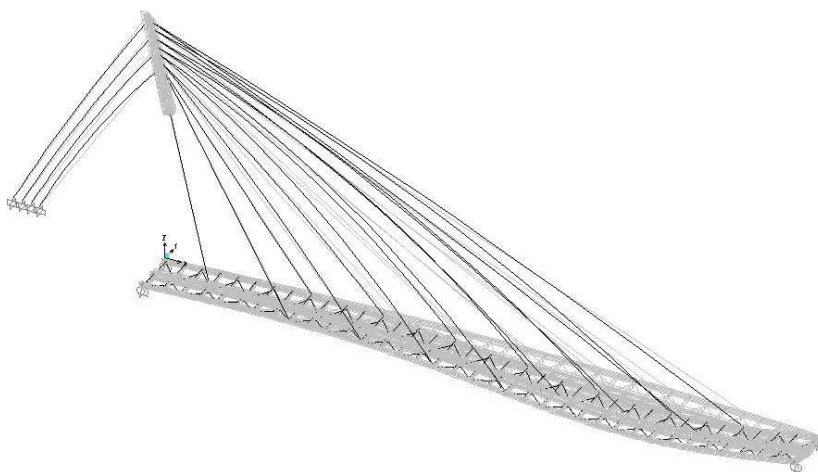


Figura 10.2 – Secondo modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione verticale, $T_2=0.710$

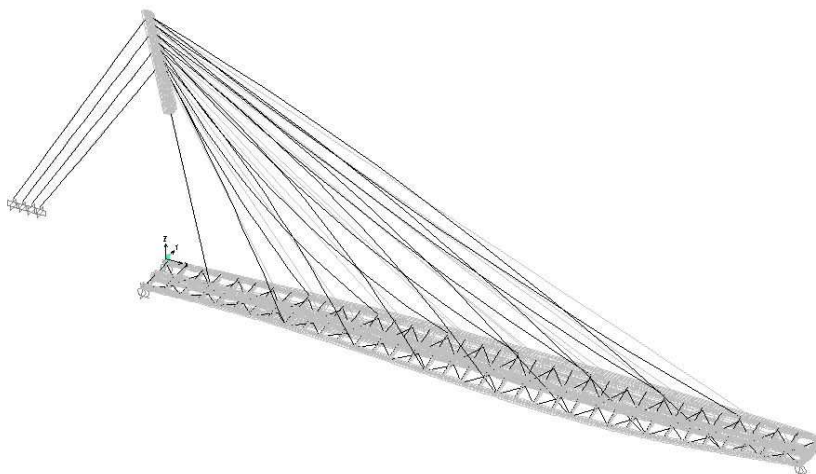


Figura 10.3 - Terzo modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione trasversale, $T_3=0.449$

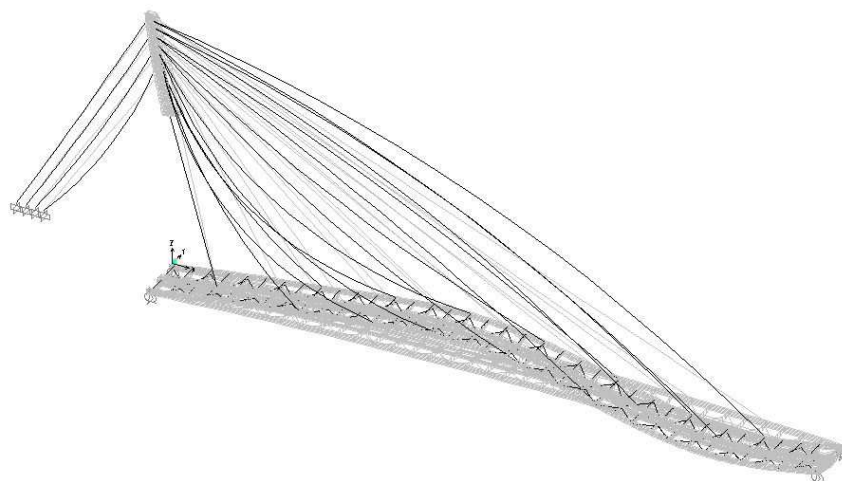


Figura 10.4 - Quarto modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione verticale, $T_4=0.398$

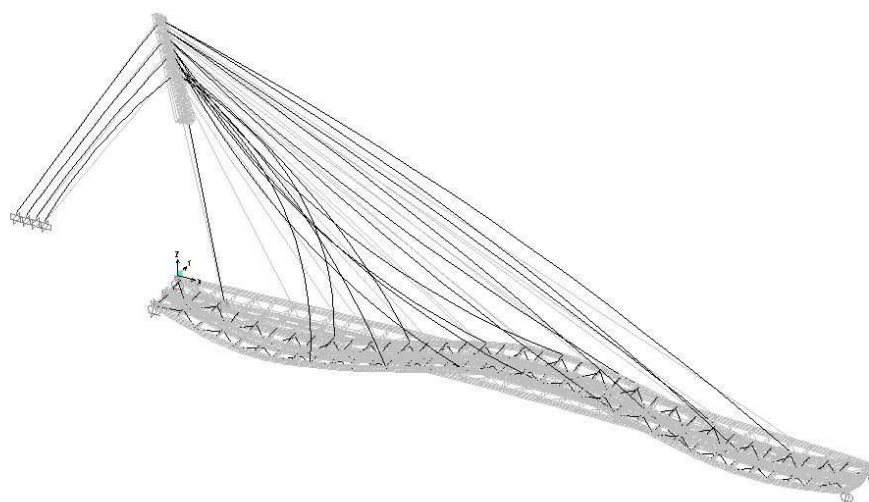


Figura 10.5 - Quinto modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione verticale, $T_5=0.305$

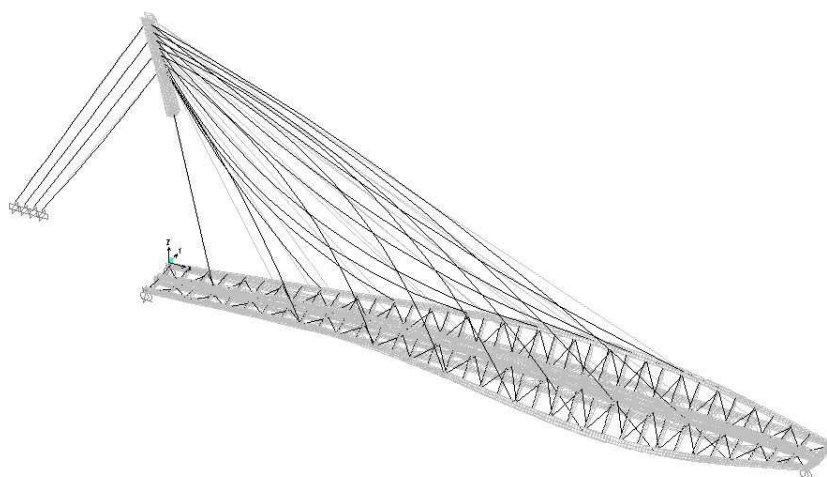


Figura 10.6 - Sesto modo di vibrare, torsione dell'impalcato, $T_6=0.242$

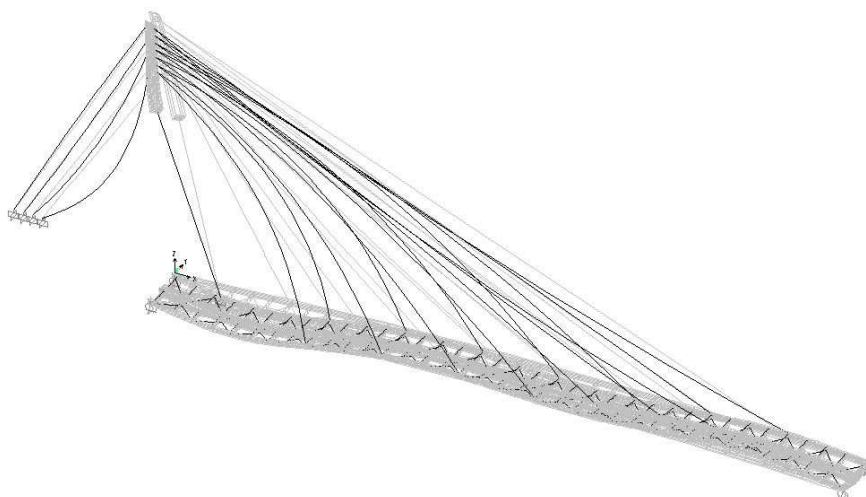


Figura 10.7 - Settimo modo di vibrare, flessione dell'antenna nel piano degli stralli, $T_7=0.227$

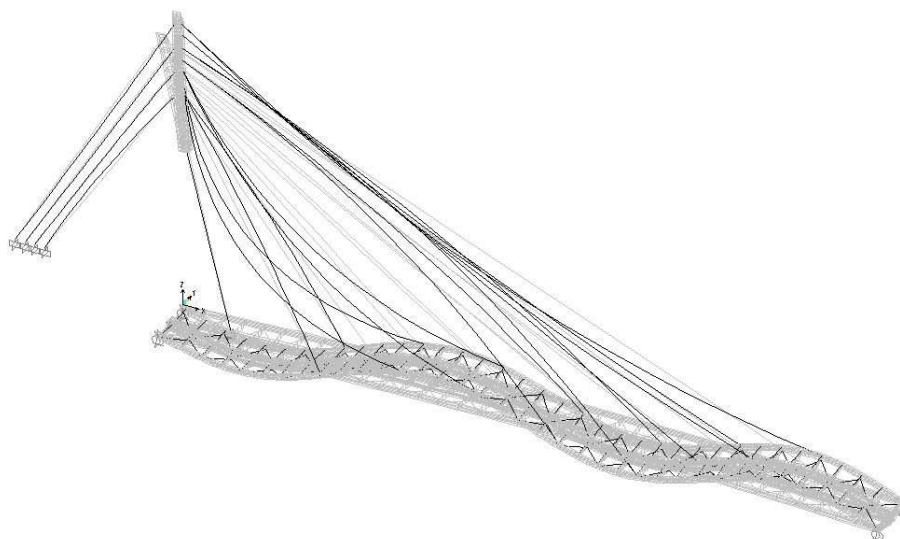


Figura 10.8 - Ottavo modo di vibrare, flessione fuori piano dell'impalcato, $T_8=0.215$

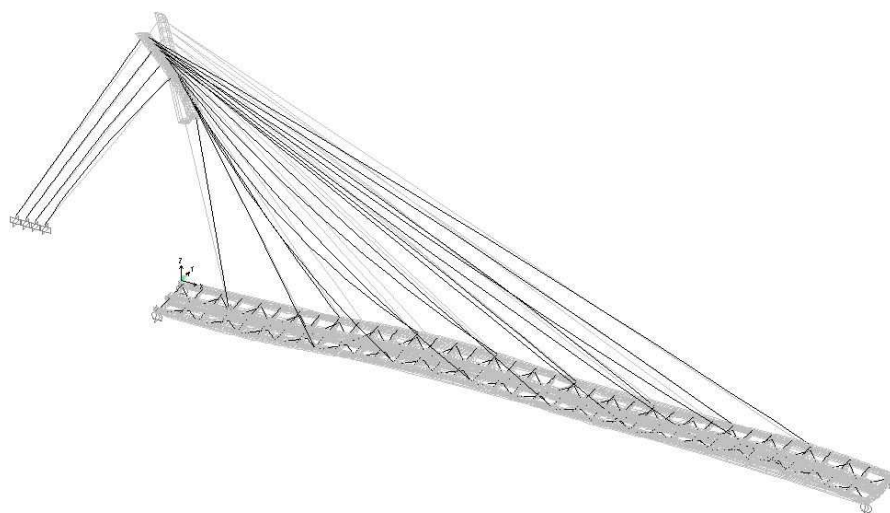


Figura 10.9 - Nono modo di vibrare, flessione fuori piano dell'antenna, $T_9=0.213$

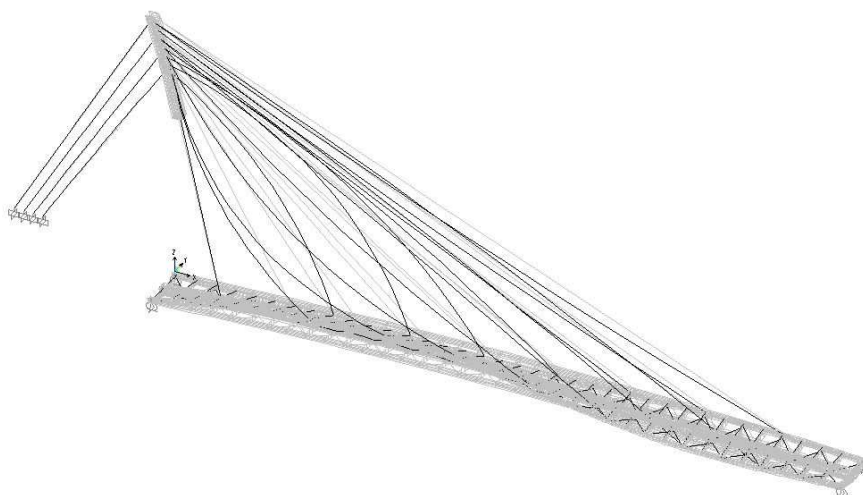


Figura 10.10 - Decimo modo di vibrare, torsione nel piano dell'impalcato, $T_{10}=0.201$

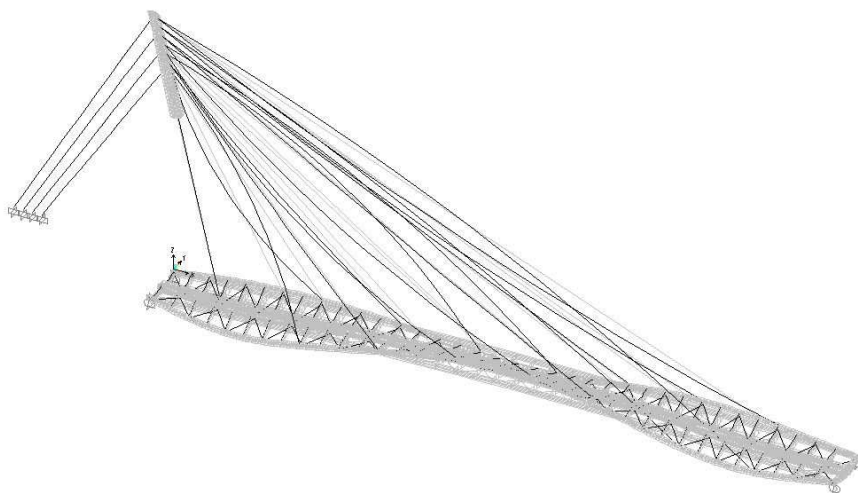


Figura 10.11 - Undicesimo modo di vibrare, torsione nel piano dell'impalcato, $T_{11}=0.147$

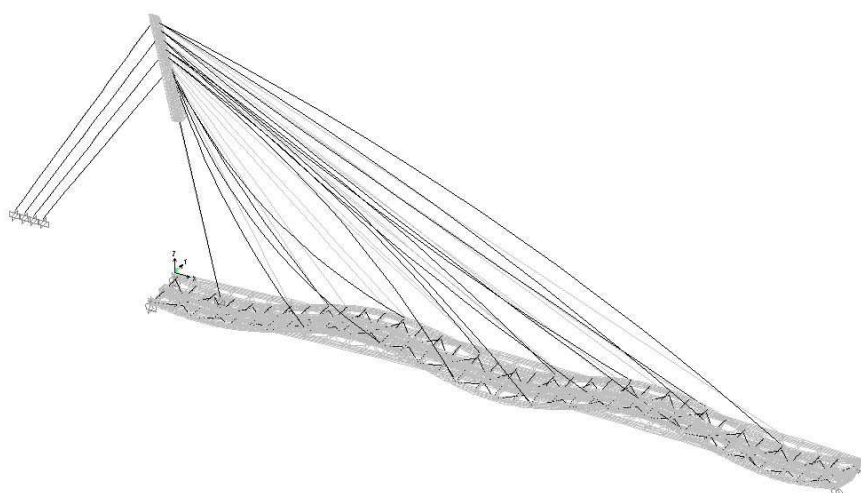


Figura 10.12 - Dodicesimo modo di vibrare, flessione fuori piano dell'impalcato, $T_{12}=0.146$

10.2. Massa partecipante per i modi di vibrare

Riportiamo adesso una tabella nella quale sono descritte le percentuali di massa eccitata per ogni modo di vibrare analizzato.

Modo	T (s)	U _x (%)	U _y (%)	U _z (%)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum U_z$ (%)	R _x	R _y	R _z	$\sum R_x$ (%)	$\sum R_y$ (%)	$\sum R_z$ (%)
1	1.047	0.002	0.283	0.001	0.002	0.283	0.001	0.899	0.009	0.004	0.899	0.009	0.004
2	0.710	0.003	0.002	0.452	0.005	0.285	0.452	0.072	0.758	0.000	0.971	0.767	0.004
3	0.449	0.000	0.461	0.001	0.005	0.746	0.453	0.000	0.000	0.608	0.971	0.767	0.612
4	0.398	0.026	0.002	0.052	0.031	0.748	0.505	0.000	0.001	0.006	0.971	0.768	0.618
5	0.302	0.019	0.000	0.103	0.050	0.748	0.608	0.004	0.050	0.000	0.976	0.818	0.618
6	0.242	0.001	0.062	0.000	0.051	0.811	0.608	0.001	0.000	0.011	0.976	0.818	0.629
7	0.227	0.149	0.004	0.064	0.200	0.814	0.672	0.005	0.019	0.001	0.982	0.837	0.630
8	0.216	0.008	0.003	0.002	0.207	0.817	0.674	0.002	0.020	0.000	0.984	0.857	0.630
9	0.213	0.025	0.008	0.010	0.232	0.825	0.684	0.004	0.001	0.004	0.988	0.858	0.634
10	0.201	0.001	0.000	0.000	0.233	0.825	0.684	0.001	0.000	0.066	0.989	0.858	0.700
11	0.147	0.000	0.034	0.000	0.233	0.859	0.684	0.001	0.000	0.016	0.990	0.859	0.716
12	0.146	0.000	0.001	0.012	0.233	0.860	0.696	0.001	0.018	0.000	0.991	0.877	0.717

Si può notare che considerando solo i primi 12 modi di vibrare la massa eccitata arriva ad essere del 23% in direzione X, 86% in direzione Y, 70% in direzione Z.

Le NTC08 obbligano per quanto riguarda l'utilizzo dell'analisi modale nella valutazione della risposta sismica a tenere in considerazione un numero di modi tali da eccitare le masse strutturali per almeno l'85% della massa totale in ciascuna delle 3 direzioni, e tutti i modi che eccitano una massa superiore al 5%.

Per non dovere prendere in considerazione un numero di modi elevato superiore alle 100 unità è possibile realizzare una analisi modale ai vettori di Ritz. Tale analisi non sarà trattata in questa sede.

10.3. Analisi della sensibilità ai fenomeni aereoelastici

Il vento che agisce su una struttura può produrre tre differenti tipi di effetti sulla struttura stessa:

- Statico
- Dinamica
- Aereodinamico

Quando la struttura in esame sotto i carichi eolici si deforma in maniera sensibile devono essere investigati i fenomeni dinamici e aereodinamici che per strutture rigide possono essere trascurati.

In questo caso l'elevata snellezza dell'antenna e dell'impalcato, rendono indispensabile un'analisi delle frequenze proprie dei elementi e l'interazione che possono avere con l'azione del vento che ne può pregiudicare la stabilità.

I fenomeni aereodinamici indotti dal vento sono:

Distacco dei vortici

Il distacco dei vortici o *vortex shedding* è un fenomeno che si manifesta a causa dei vortici che si distaccano quando un flusso continuo investe un corpo, in questo caso il flusso è il vento, il quale provoca alternativamente in direzione perpendicolare alla direzione del flusso stesso dei vortici che possono eccitare la struttura. Se le forze eccitanti hanno frequenze simili a quelle della struttura eccitata, si possono avere fenomeni di risonanza.

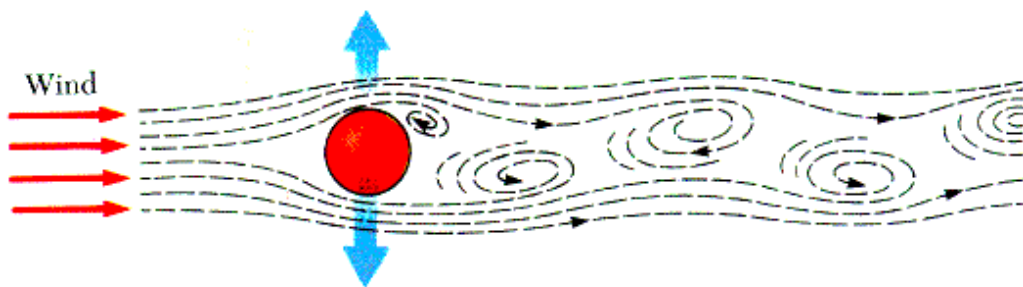


Figura 10.13 - Immagine esplicativa del fenomeno del "vortex shedding"

Divergenza e flutter

Il flutter è un fenomeno oscillatorio di una struttura dovuto all'azione delle forze aereodinamiche indotte dal vento e dalle deformazioni elastiche della struttura. Questo fenomeno è causato dai

vortici che si generano quando il flusso di fluido investe un corpo dalla forma particolarmente allungata (con un elevato rapporto di d/t) come ad esempio gli impalcati dei ponti sospesi.

La deformabilità di tali elementi fa sì che l'aereodinamica della struttura sia continuamente variata dal flusso che la investe e dunque si creino situazioni pericolose anche per basse velocità del vento.

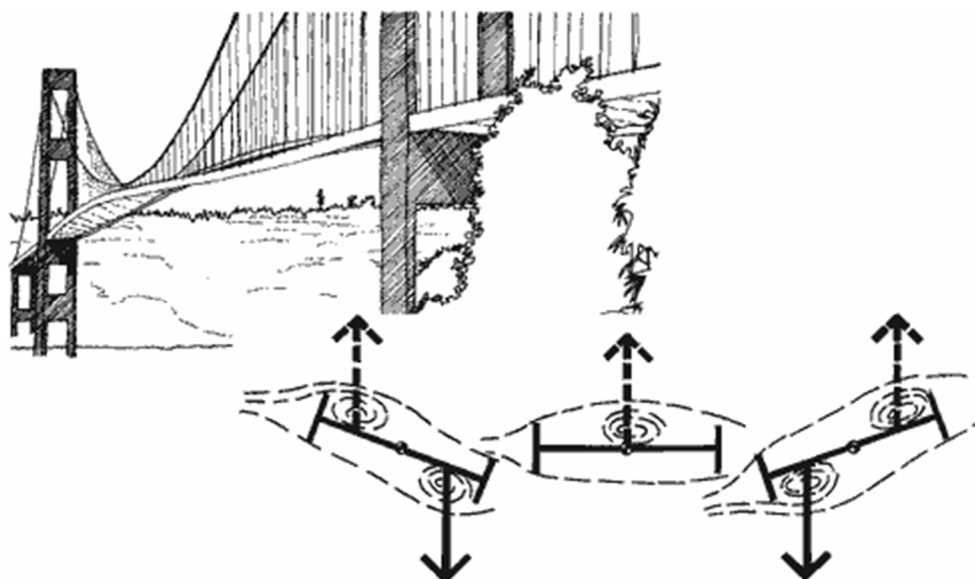


Figura 10.14 - Immagine esplicativa del fenomeno del "flutter" aereoelastico

Galloping

E' l'oscillazione trasversale di alcune strutture dovuto alla risonanza tra le forze indotte dal fluido che investe il corpo e le frequenze proprie del corpo stesso.

Tale fenomeno è caratterizzato dall'incremento progressivo dell'ampiezza delle oscillazioni con l'incremento dell'azione del vento.

Analizzando il comportamento deformativo della struttura e le frequenze proprie riportate al paragrafo precedente si ritiene che per avere un'idea complessiva del comportamento dinamico indotto dal vento sulla struttura esaminata sia sufficiente valutare:

- Suscettibilità dell'antenna al fenomeno del vortex shedding
- Suscettibilità dell'impalcato al fenomeno del fluttering.

Non saranno in tale sede condotte analisi esaustive del fenomeno, il quale richiederebbe modellazioni accurate e riproduzioni in scala della struttura con studi in galleria del vento.

10.3.1. Sensibilità dell'antenna al fenomeno del vortex shedding.

Facendo riferimento a quanto riportato sull' Eurocodice 1 parte 1-4 "Azione del vento", nell'annesso E viene descritto un metodo per il quale è possibile determinare il valore critico della velocità del vento in relazione ai modi propri della struttura.

$$v_{crit} = \frac{b n_{i,y}}{St} = 7.52 \text{ m/s}$$

Dove:

- b *dimensione trasversale dell'elemento investito;*
- $n_{i,y}$ *frequenza naturale del modo flessionale considerato in direzione perpendicolare all'azione del vento;*
- St *numero di Strouhal;*

Si prende come dimensione trasversale la dimensione media dell'antenna (950mm) e come modo di vibrare il primo ($f=0.955 \text{ Hz}$).

Il numero di Strouhal può essere valutato secondo la figura estratta dall'Annesso E dell'Eurocodice 1 parte 1-4 e riportata di seguito.

Per la sezione media presa in considerazione ($d=1150\text{mm}$; $b=950$) si ottiene un valore di St pari a 0.12.

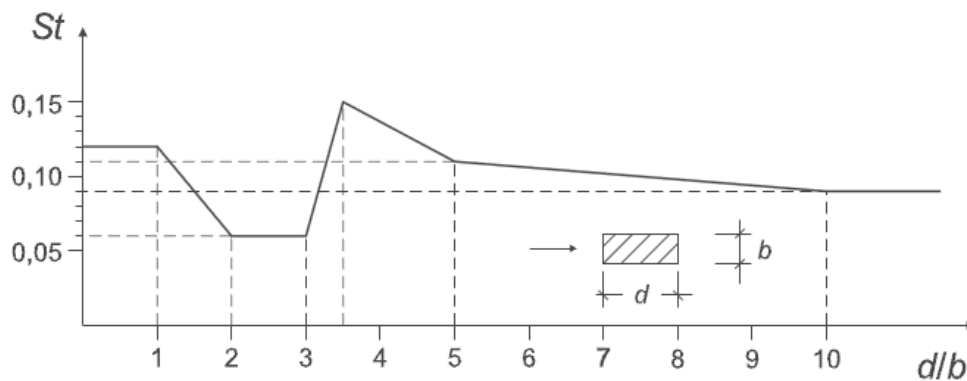


Figura 10.15 - Valutazione del numero di Strouhal

Affinché l'elemento strutturale non sia soggetto al fenomeno distacco vortici deve essere verificata la seguente espressione:

$$v_{crit} > 1.25 v_m$$

Con v_m si intende la velocità caratteristica media del vento, valutata come $v_b = 27 \text{ m/s}$ al capitolo 8 della presente relazione. Otteniamo che:

$$v_{crit} = 7.52 \text{ m/s} < 1.25 v_m = 33.75 \text{ m/s}$$

Si vede da questa analisi preliminare come l'antenna possa essere soggetta al fenomeno di distacco dei vortici e quindi analisi più approfondite dovrebbero essere predisposte per valutarne l'effettiva probabilità di accadimento, ma non saranno trattate in questa sede.

10.3.2. Sensibilità dell'impalcato al fenomeno di fluttering

Nell'Eurocodice 1 parte 1-4 "Azione del vento", nell'annesso E al §E.4, vengono definite le condizioni per la quale, un elemento strutturale dal comportamento assimilabile a quello di una piastra, come l'impalcato di un ponte, può essere soggetto ai fenomeni di divergenza e flutter.

Queste tre condizioni riguardano in ordine: la geometria dell'impalcato, la posizione dell'asse di torsione, la frequenza naturale più bassa relativa ai modi torsionali. Affinché la struttura sia soggetta a tale fenomeno è necessario che tutte e tre le condizioni siano soddisfatte.

L'impalcato in esame ha una dimensione trasversale pari 5.32m a e un'altezza media pari 0.60m, il rapporto tra i due valori è inferiore a 0.25 limite richiesto dall'EC1 al fine di ritenere soddisfatto il primo requisito.

Anche la seconda condizione relativa alla posizione dell'asse di torsione rispetto all'asse baricentrico della sezione può ritenersi soddisfatta.

La terza condizione non è rispettata dal momento che la prima frequenza torsionale dell'impalcato ha un valore maggiore al doppio della prima frequenza flessionale. Dunque non rispettando il terzo requisito la struttura risulta non soggetta ai fenomeni di fluttering.

CAPITOLO 11 - VERIFICHE DELLA SOVRASTRUTTURA

Definite le azioni di carico come e le relative combinazioni (Cap.8 e 9 della presente relazione) per gli SLU e per gli SLE si procede all'analisi tramite il modello globale realizzato per mezzo del codice di calcolo SAP2000 v.14.0.1 e alle verifiche previste dalla normativa vigente.

Verifiche di resistenza dell'impalcato:

- Verifica di resistenza dei correnti laterali;
- Verifica di resistenza del cassoncino centrale;
- Verifica di resistenza dei traversi;
- Verifica di resistenza dei controventi;
- Verifica di resistenza delle travi di testata;

Verifiche di resistenza dell'antenna:

- Verifica di resistenza dell'antenna;
- Verifica di resistenza degli stralli;
- Verifica di resistenza dei collegamenti.

Verifiche di stabilità:

- Verifica di stabilità globale della struttura;
- Verifica di stabilità dei pannelli;

Verifiche di deformabilità:

- Verifiche di deformabilità globale del ponte.

11.1. Verifiche di resistenza dell'impalcato

In accordo con quanto riportato al §4.2.4.1.2 del D.M.14/01/2008 le verifiche di resistenza saranno effettuate considerando gli elementi strutturali come agenti in campo elastico.

Questa tipologia di verifica è ammessa per ogni tipo di sezione, anche quelle ricadenti in classe 4, dove però è necessario tenere conto degli effetti dell'instabilità locale. La classificazione delle sezioni è stata eseguita mediante procedimento descritto al §4.2.3.1 del D.M. 14/01/2008.

L'espressione utilizzata per la verifica puntuale dei vari elementi, analoga all'espressione di Von Mises, è la seguente:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{y,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

Dove:

- $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{y,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;
- f_{yk} è il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato;
- γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per l'acciaio da carpenteria metallica.

Per gli elementi modellati come elementi *shell* sono stati presi in considerazione i punti dove le tensioni calcolate con la precedente espressione sono massime rispetto alle combinazioni di carico SLU.

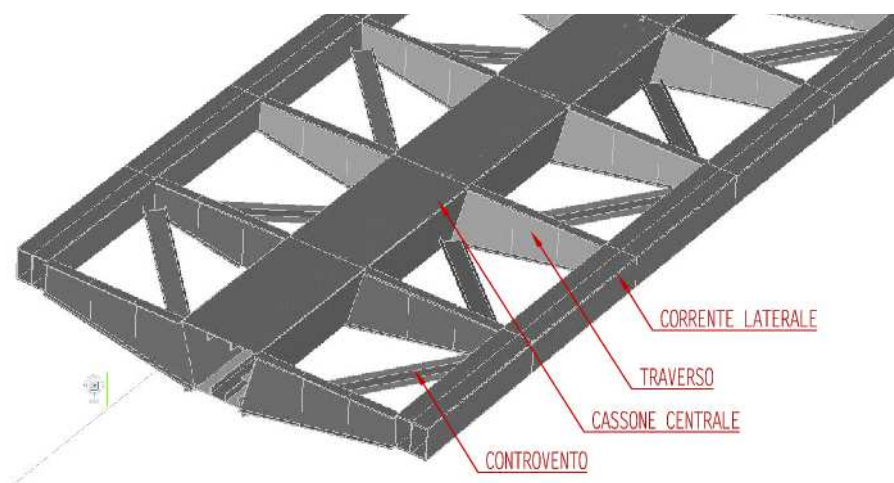


Figura 11.1 - Rappresentazione tridimensionale degli elementi costituenti l'impalcato

11.1.1. Verifica di resistenza dei correnti laterali

Il corrente laterale è composto da un profilo HEB400 al quale sono saldate esternamente due piastre di irrigidimento di spessore pari a 12mm. In corrispondenza del punto di ancoraggio dello strallo è saldato alla piattabanda superiore un fazzoletto (vedere tavole allegate) che ha lo scopo di distribuire le tensioni nel profilo sottostante. In corrispondenza dell'ancoraggio sono presenti delle piastre di irrigidimento trasversale per meglio distribuire le tensioni che possono essere localmente molto elevate.

La continuità tra gli elementi longitudinali è ottenuta mediante saldatura a completa penetrazione eseguita in opera.

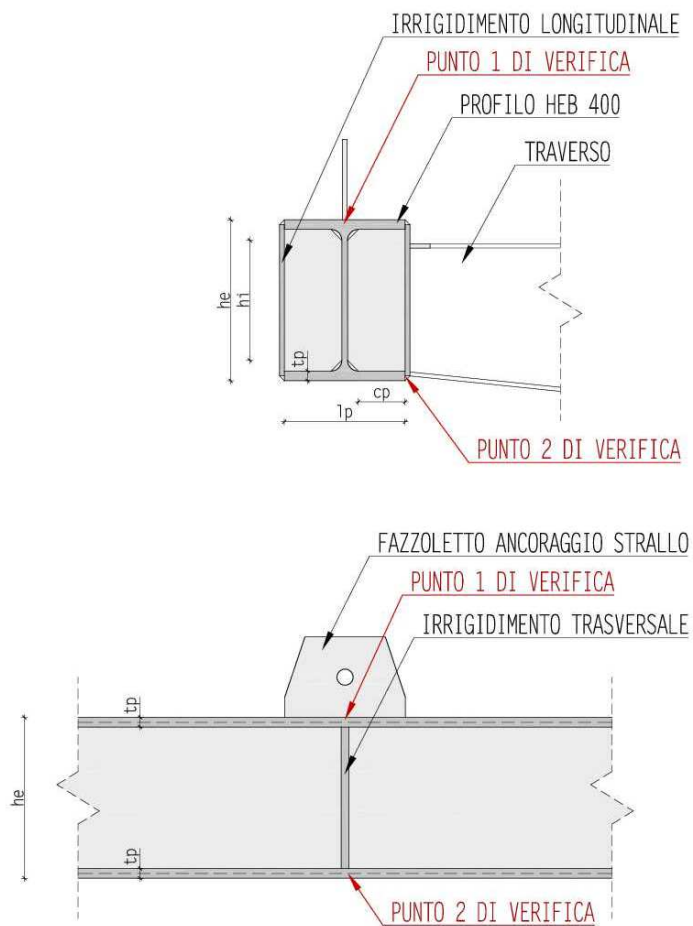


Figura 11.2 - Sezione e prospettiva corrente longitudinale

I profilo HEB400 gli irrigidimenti longitudinali e quelli trasversali sono stati modellati come elementi *shell* suddivisi per mezzo di *mesh* quadrangolari con dimensione massima 200x200mm.

Caratteristiche geometriche sezione

<i>SIGLA</i>	<i>DIMENSIONE</i>	<i>U.M.</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
h_e	400	mm	Altezza esterna profilo HEB400
l_p	300	mm	Larghezza piattabanda profilo HEB400
h_i	298	mm	Altezza interna anima profilo HEB400
t_a	13.5	mm	Spessore anima profilo HEB400
c_p	116	mm	Ala piattabanda HEB400
t_p	24	mm	Spessore piattabanda HEB400
$t_{i,t}$	12	mm	Spessore irrigidimento trasversale
$t_{i,l}$	12	mm	Spessore irrigidimento longitudinale

Classificazione della sezione

Il valore di ε dipende dal valore della tensione di snervamento dell'acciaio scelto, che nel caso in esame è un S355 ed è pari a: $\varepsilon = \sqrt{f_{yk}/235} = 0.81$

Si calcola la classe per ogni elemento che compone la sezione considerandolo come soggetto a compressione:

- Piattabanda: $\frac{c_p}{t_p} = \frac{116}{24} = 4.83 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Anima: $\frac{h_i}{t_a} = \frac{298}{13.5} = 22.07 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Piastre laterali: $\frac{h_e}{t_e} = \frac{352}{12} = 29.33 < 38\varepsilon = 30.07 \rightarrow \text{CLASSE 2}$

La sezione può essere considerata di CLASSE 2.

Si estrapola dal codice di calcolo SAP2000 la tensione ideale calcolata con il Metodo di Von Mises per ogni elemento che compone il corrente laterale e per ogni combinazione di carico allo Stato Limite Ultimo. I valori così ottenuti saranno comparati con il valore resistente del materiale.

PUNTO 1 DI VERIFICA: Piattabanda superiore

Il punto più sollecitato risulta essere quello in corrispondenza dell'ancoraggio dello strallo 5, a 48.00m dall'origine. Si riportano i valori della tensione per le combinazioni SLU.

COMB. SLU	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
1_1	337,77	338,10	SI
1_2	303,46	338,10	SI
1_3	296,49	338,10	SI
1_4	296,95	338,10	SI
2_1	209,61	338,10	SI
2_2	203,09	338,10	SI
2_3	210,37	338,10	SI
2_4	203,85	338,10	SI
3_1	221,49	338,10	SI
3_2	131,42	338,10	SI
3_3	222,50	338,10	SI
3_4	208,39	338,10	SI

I valori di picco delle tensioni, per quanto riguarda i correnti laterali, si hanno nel punto di attacco degli stralli come era prevedibile. Dal momento che la schematizzazione, per quanto raffinata, è rappresentata da un unico punto di contatto, mentre nella realtà è presente una piastra che permette sia l'ancoraggio meccanico che una distribuzione più uniforme delle tensioni, si adotterà come tensione ideale la media tra due valori puntuali adiacenti, essendo la mesh di suddivisione dell'elemento di passo 200 x 200mm.

Si riporta di seguito il valore delle tensioni di picco dei punti presi in considerazione.

$\sigma_{1,PICCO} [N/mm^2]$	$\sigma_{2,PICCO} [N/mm^2]$	$\sigma_{id,MEDIA} [N/mm^2]$
362,25	313,28	337,77
362,87	244,04	303,46
355,58	237,40	296,49
356,09	237,80	296,95
247,87	171,34	209,61
241,09	165,09	203,09
248,72	172,01	210,37
241,93	165,76	203,85
260,93	182,05	221,49
246,80	16,04	131,42
262,14	182,86	222,50
247,30	169,48	208,39

Si riporta un estratto del codice di calcolo SAP2000 dove si può osservare lo stato tensionale secondo la teoria di Von Mises per una combinazione di carico.

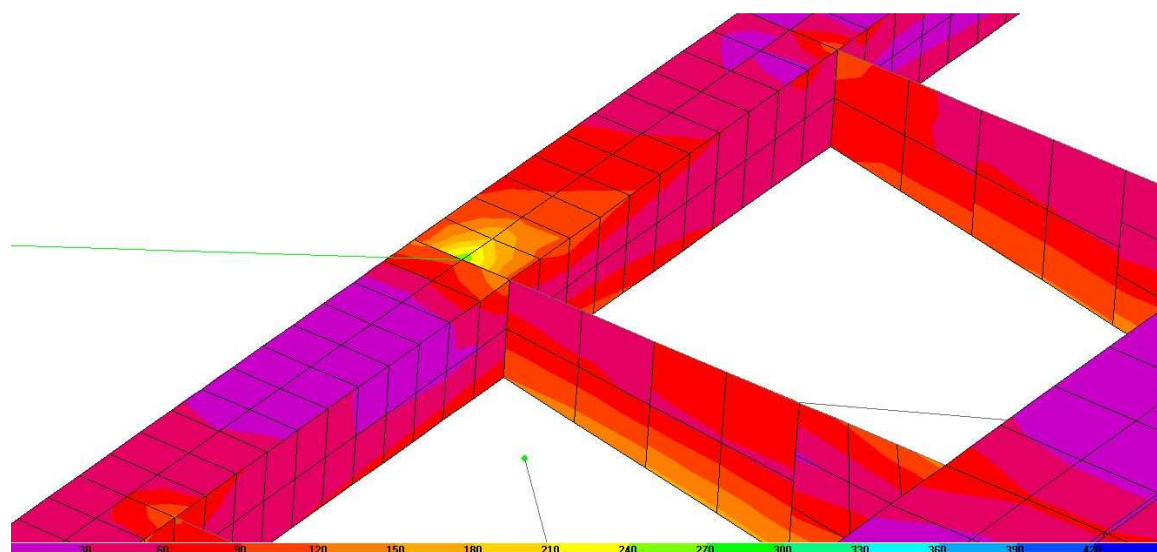


Figura 11.3 – Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della piattabanda superiore del corrente laterale sinistro.

PUNTO 2 DI VERIFICA: Piattabanda inferiore

Il punto più sollecitato risulta essere quello in corrispondenza dell'ancoraggio dello strallo 3, a 32.00m dall'origine. Si riportano i valori della tensione per le combinazioni SLU.

COMB. SLU	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
1_1	254,91	338,10	SI
1_2	255,10	338,10	SI
1_3	244,54	338,10	SI
1_4	243,40	338,10	SI
2_1	153,24	338,10	SI
2_2	141,83	338,10	SI
2_3	152,56	338,10	SI
2_4	142,15	338,10	SI
3_1	160,84	338,10	SI
3_2	139,10	338,10	SI
3_3	161,87	338,10	SI
3_4	139,27	338,10	SI

Si riporta un estratto del codice di calcolo SAP2000 dove si può osservare lo stato tensionale secondo la teoria di Von Mises per una combinazione di carico.

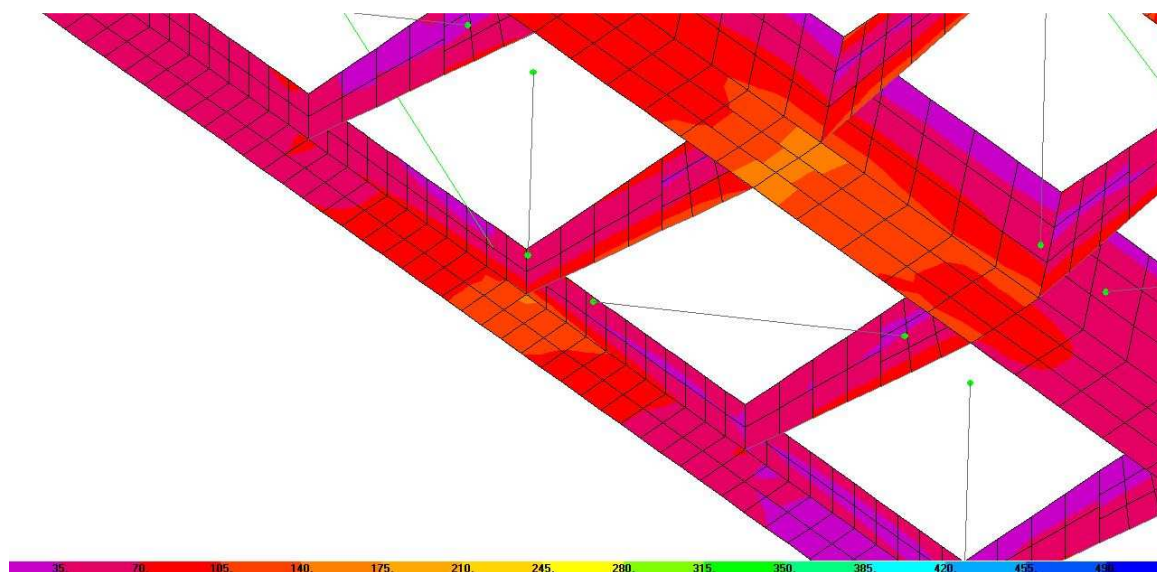


Figura 11.4 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della piattabanda inferiore del corrente laterale sinistro.

11.1.2. Verifica di resistenza del cassone centrale

Il cassone centrale è composto da 4 piastre saldate di spessore pari a 12mm, irrigidito longitudinalmente da due nervature per ogni piastra orizzontale e una per le piastre inclinate realizzate con dei piatti di spessore pari a 10mm. Trasversalmente in corrispondenza dei traversi è irrigidito da un diaframma realizzato con piatti di spessore pari a 12mm. Ha un'altezza complessiva di 800mm, un larghezza superiore di 1000mm e una larghezza inferiore di 600mm.

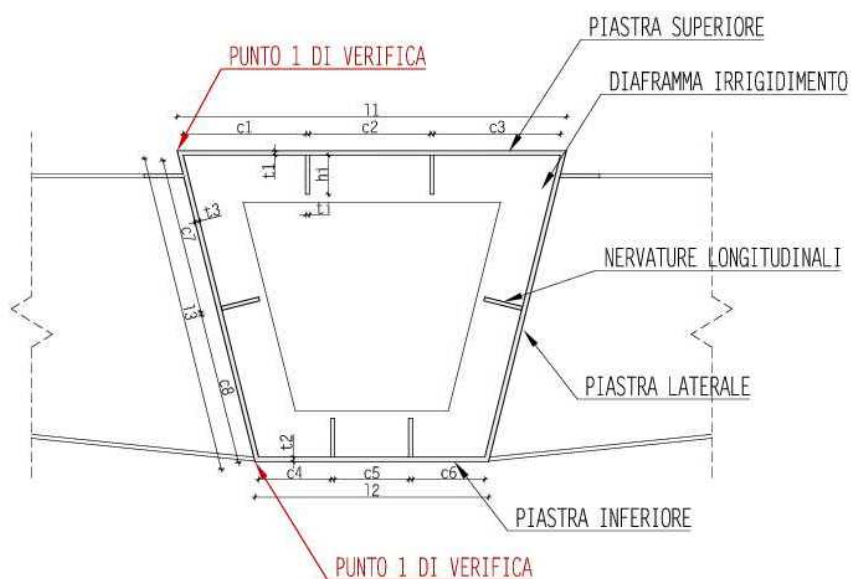


Figura 11.5 - Sezione cassone centrale

I pannelli, le nervature longitudinali e i diaframmi sono stati modellati come elementi *shell* suddivisi per mezzo di *mesh* quadrangolari con dimensione massima 200x200mm.

Caratteristiche geometriche della sezione

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
l_1	1000	mm	Lunghezza complessiva piastra superiore
l_2	600	mm	Lunghezza complessiva piastra inferiore
l_3	825	mm	Lunghezza complessiva piastra laterale
t_1	12	mm	Spessore piastra superiore
t_2	12	mm	Spessore piastra inferiore
t_3	24	mm	Spessore piastra laterale
$c_1 = c_2 = c_3$	310	mm	Lunghezza interna campo 1-2-3 piastra superiore
$c_4 = c_5 = c_6$	185	mm	Lunghezza interna campo 4-5-6 piastra inferiore
$c_7 = c_8$	400	mm	Lunghezza interna campo 7-8 piastra inferiore

Classificazione della sezione

Il valore di ε dipende dal valore della tensione di snervamento dell'acciaio scelto, che nel caso in esame è un S355 ed è pari a: $\varepsilon = \sqrt{f_{yk}/235} = 0.81$

Si calcola la classe per ogni elemento che compone la sezione considerandolo come soggetto a compressione:

- Piastra superiore: $\frac{c_{1,2,3}}{t_1} = \frac{310}{12} = 25.83 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Piastra inferiore: $\frac{c_{4,5,6}}{t_2} = \frac{185}{12} = 15.41 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Piastre laterali: $\frac{c_{7,8}}{t_3} = \frac{400}{12} = 33.33 < 42\varepsilon = 34.02 \rightarrow \text{CLASSE 3}$

La sezione può essere considerata di CLASSE 3.

Si estrapola dal codice di calcolo SAP2000 la tensione ideale calcolata con il Metodo di Von Mises per ogni elemento che compone il cassone centrale e per ogni combinazione di carico allo Stato Limite Ultimo. I valori così ottenuti saranno comparati con il valore resistente del materiale.

PUNTO DI VERIFICA 1: Piastra superiore

I punti maggiormente sollecitati risultano essere quelli posti tra le ultime due coppie di stralli (5-6 e 7-8). Si riportano i valori della tensione per le combinazioni SLU.

COMB. SLU	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
1_1	173,20	338,10	SI
1_2	170,58	338,10	SI
1_3	169,94	338,10	SI
1_4	169,15	338,10	SI
2_1	79,92	338,10	SI
2_2	87,90	338,10	SI
2_3	83,02	338,10	SI
2_4	82,40	338,10	SI
3_1	84,75	338,10	SI
3_2	78,55	338,10	SI
3_3	76,37	338,10	SI

Si riporta un estratto del codice di calcolo SAP2000 dove si può osservare lo stato tensionale secondo la teoria di Von Mises per una combinazione di carico.

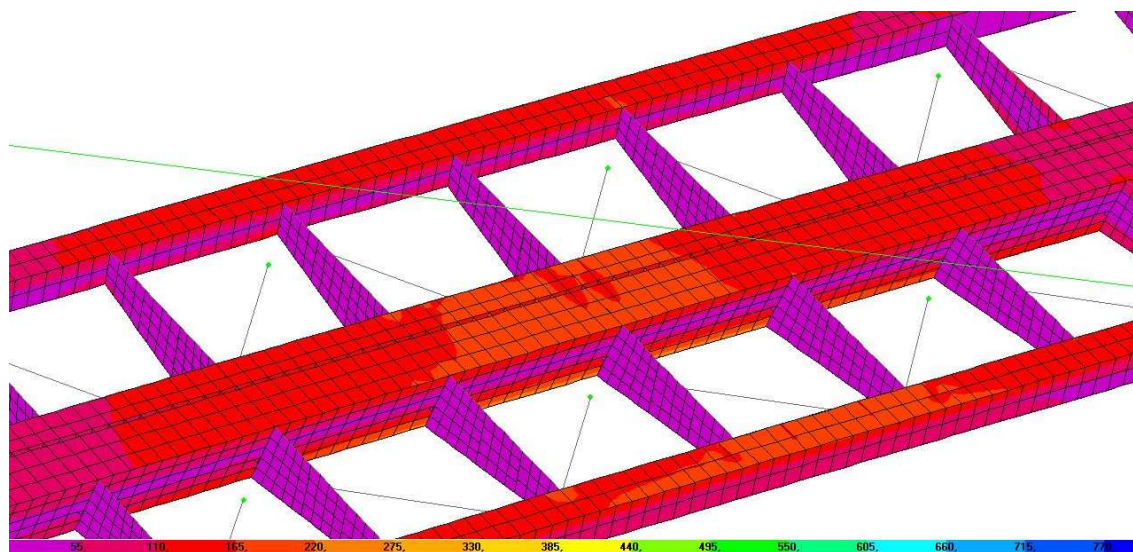


Figura 11.6 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della piastra superiore del cassone centrale

PUNTO DI VERIFICA 2: Piastra inferiore

I punti maggiormente sollecitati risultano essere quelli posti tra le ultime due coppie di stralli (5-6 e 7-8). Si riportano i valori della tensione per le combinazioni SLU.

COMB. SLU	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
1_1	328,13	338,10	SI
1_2	317,57	338,10	SI
1_3	329,28	338,10	SI
1_4	318,81	338,10	SI
2_1	151,78	338,10	SI
2_2	151,93	338,10	SI
2_3	134,24	338,10	SI
2_4	134,61	338,10	SI
3_1	145,45	338,10	SI
3_2	144,05	338,10	SI
3_3	136,88	338,10	SI

Si riporta un estratto del codice di calcolo SAP2000 dove si può osservare lo stato tensionale secondo la teoria di Von Mises per una combinazione di carico.

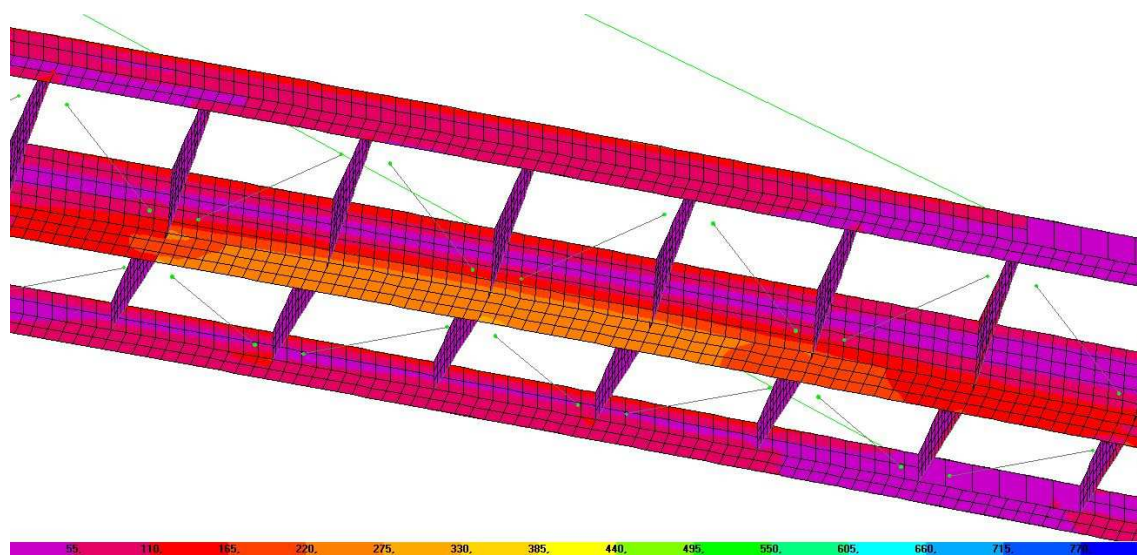


Figura 11.7 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della paistra inferiore del cassone centrale

11.1.3. Verifica di resistenza dei traversi

Il traversi sono composti da degli elementi piani trapezoidali di spessore pari a 20mm per i traversi che coincidono con i punti di ancoraggio degli stralli e di spesso pari a 10 mm per tutti gli altri. I pannelli sono irrigiditi da delle piattabande superiori ed inferiori larghe 100mm e spesse 10mm.

La continuità tra gli elementi longitudinali è ottenuta mediante saldatura a completa penetrazione eseguita in opera.

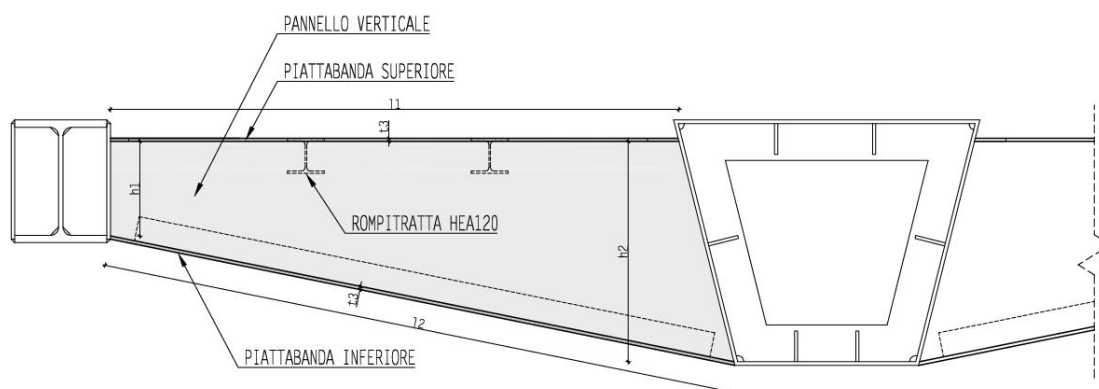


Figura 11.8 - Profilo del traverso

I pannelli sono stati modellati come elementi *shell* suddivisi per mezzo di *mesh* quadrangolari con dimensione massima 200x200mm. Le piattebande in questo caso sono state modellate come elementi *frame*.

Caratteristiche geometriche della sezione

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
l_1	1853	mm	Lunghezza complessiva piastra superiore
l_2	2038	mm	Lunghezza complessiva piastra inferiore
h_1	308	mm	Lunghezza complessiva piastra laterale
h_2	718	mm	Spessore piastra superiore
t_1	20	mm	Spessore anima traverso secondario
t_2	10	mm	Spessore anima traverso principale
t_3	10	mm	Spessore piattabande
c	40	mm	Ala piattabanda

Classificazione della sezione

Il valore di ε dipende dal valore della tensione di snervamento dell'acciaio scelto, che nel caso in esame è un S355 ed è pari a: $\varepsilon = \sqrt{f_{yk}/235} = 0.81$

Si calcola la classe per ogni elemento che compone la sezione considerando come soggetto a flessione il pannello d'anima e come soggette a compressione le piattabande.

- Pannello di anima: $\frac{h_m}{t_2} = \frac{513}{10} = 51.3 < 72\varepsilon = 58.32 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Piattabanda superiore: $\frac{c}{t_3} = \frac{40}{10} = 4.00 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Piattabanda inferiore: $\frac{c}{t_3} = \frac{40}{10} = 4.00 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- La sezione può essere considerata di CLASSE 1.

Si estrapola dal codice di calcolo SAP2000 la tensione ideale calcolata con il Metodo di Von Mises per ogni elemento che compone il traverso centrale e per ogni combinazione di carico allo Stato Limite Ultimo. I valori così ottenuti saranno comparati con il valore resistente del materiale.

PUNTO DI VERIFICA 1: Nodo superiore

Il traverso più sollecitato risulta essere quello in corrispondenza degli stralli 7 e 8.

COMB. SLU	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
1_1	227,91	338,10	SI
1_2	227,48	338,10	SI
1_3	238,38	338,10	SI
1_4	237,98	338,10	SI
2_1	140,20	338,10	SI
2_2	150,51	338,10	SI
2_3	139,47	338,10	SI
2_4	149,84	338,10	SI
3_1	136,88	338,10	SI
3_2	158,06	338,10	SI
3_3	137,07	338,10	SI

PUNTO DI VERIFICA 2: Nodo inferiore

Il traverso più sollecitato risulta essere quello in corrispondenza degli stralli 7 e 8.

COMB. SLU	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
1_1	183,87	338,10	SI
1_2	183,94	338,10	SI
1_3	127,33	338,10	SI
1_4	128,35	338,10	SI
2_1	132,64	338,10	SI
2_2	76,34	338,10	SI
2_3	115,40	338,10	SI
2_4	76,96	338,10	SI
3_1	172,57	338,10	SI
3_2	54,90	338,10	SI
3_3	173,29	338,10	SI

Si riporta un estratto del codice di calcolo SAP2000 dove si può osservare lo stato tensionale secondo la teoria di Von Mises per una combinazione di carico.

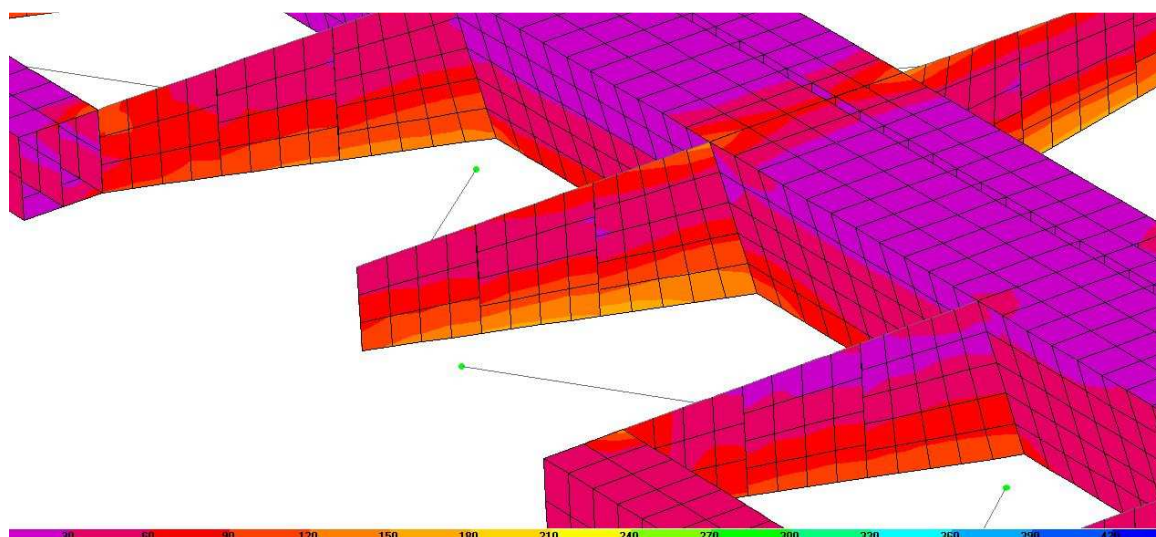


Figura 11.9 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della traverso più sollecitato per una combinazione SLU.

11.1.4. Verifica di resistenza dei controventi

Il controvento sono realizzati con dei profili sagomati a caldo UPN240 realizzati in acciaio S355. Sono collegati alla struttura per mezzo di piatti saldati ai correnti laterali e al cassone centrale e collegati ad essi tramite bulloni che lavorano a taglio. I piatti sono resi continui agli elementi strutturali ai quali si collegano per mezzo di saldature a completa penetrazione.

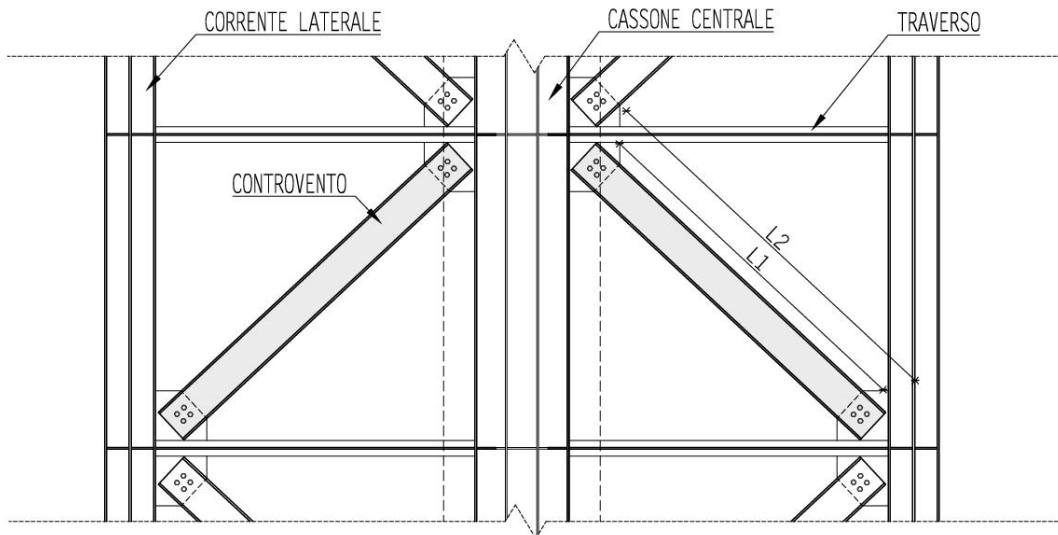


Figura 11.10 - Disposizione planimetrica controventi

I controventi sono stati modellati come elementi *frame* e hanno un doppio vincolo di cerniera alle estremità, quindi sono soggetti solo alle azioni normali. I valori del taglio e del momento flettente indotti dal peso proprio sono stati trascurati.

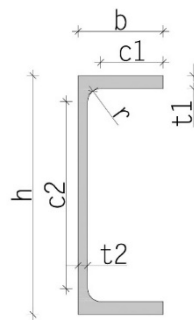


Figura 11.11 - Sezione controvento

Caratteristiche geometriche del profilo UPN 240

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
b	85	mm	Larghezza sezione
h	240	mm	Altezza sezione
t_2	9.5	mm	Spessore anima
t_1	13	mm	Spessore ala
r	13	mm	Spessore piastra superiore
A	4230	mm ²	Spessore anima traverso secondario
c_1	62.5	mm	Lunghezza ala netta
c_2	188	mm	Lunghezza anima netta
L_1	2520	mm	Lunghezza totale controvento
L_2	2230	mm	Lunghezza controvento tra baricentri delle bullonature

Classificazione della sezione

Il valore di ε dipende dal valore della tensione di snervamento dell'acciaio scelto, che nel caso in esame è un S355 ed è pari a: $\varepsilon = \sqrt{f_{yk}/235} = 0.81$

Si calcola la classe per ogni elemento che compone la sezione considerandola come soggetta a compressione:

- Anima: $\frac{c_2}{t_2} = \frac{188}{9.5} = 19.79 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Ali: $\frac{b}{t_3} = \frac{85}{13} = 6.54 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$

La sezione può essere considerata di CLASSE 1.

Si estrapola dal codice di calcolo SAP2000 la sollecitazione di compressione massima alla quale è sottoposto ogni traverso e per ogni combinazione di carico allo Stato Limite Ultimo. I valori così ottenuti saranno comparati con il valore resistente del materiale.

Profilo più sollecitato

La sollecitazione di compressione sul controvento più sollecitato ottenuto dalla combinazione di carico INVILUPPO_SLU, che involuppa tutte le combinazioni agli Stati Limite Ultimi è pari a:

$$N_{Ed,max} = 504 \text{ kN}$$

Che corrisponde ad una tensione sul materiale di:

$$\sigma_{1,max} = \frac{N_{Ed,max}}{A_{UPN240}} = 119.15 \text{ N/mm}^2$$

Considerando nulle le tensioni tangenziali l'espressione di verifica si riduce alla seguente:

$$\sigma_{1,max} = 119.15 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = 338.10 \text{ N/mm}^2$$

L'elemento risulta verificato.

11.1.5. Verifica collegamento bullonato controvento

Il controvento è collegato ad una piastra (fazzoletto) unito al cassone centrale e ai correnti laterali per mezzo di bullonatura lavorante a taglio.

Verranno di seguito effettuate le verifiche di:

- Resistenza a taglio della bullonatura
- Rifollamento della piastra e del profilo
- Resistenza della piastra

Le bullonature rispettano le distanze minime previste dal prospetto 3.3 dell' EC3 parte 1-8 dai bordi e tra gli assi dei bulloni stessi.

Distanze e passo, vedere figura 3.1	Minimo	Massimo ^{1) 2) 3)}		
		Strutture realizzate con acciai conformi alla EN 10025, con esclusione degli acciai conformi alla EN 10025-5		Strutture costituite da acciai conformi alla EN 10025-5
		Acciaio esposto alle intemperie o altri agenti corrosivi	Acciaio non esposto alle intemperie od altri agenti corrosivi	Acciaio usato senza protezione
Distanza dall'estremità e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza dal bordo e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza e_3 per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Distanza e_4 per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Passo p_1	$2,2d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{min}$ o 175 mm
Passo $p_{1,0}$		Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm		
Passo $p_{1,j}$		Il più piccolo tra $28t$ o 200 mm		
Passo $p_2^{5)}$	$2,4d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{min}$ o 175 mm
1) I valori massimi per il passo per le distanze dal bordo e dall'estremità non hanno limiti, eccetto nei seguenti casi: - per le membrature compresse, per evitare instabilità locale e prevenire la corrosione nelle membrature esposte; - per le membrature tese esposte, per prevenire la corrosione. 2) Si raccomanda che la resistenza per instabilità locale delle piastre in compressione tra i dispositivi di giunzione si calcoli secondo la EN 1993-1-1, usando $0,6p_1$ come lunghezza di libera inflessione. La verifica di instabilità locale tra i dispositivi di giunzione non è necessaria se p_1/t è minore di 9. Si raccomanda che la distanza dal bordo non superi le prescrizioni per l'instabilità locale per un elemento esterno in membrature compresse, vedere EN 1993-1-1. La distanza dall'estremità non è condizionata da tale prescrizione. 3) t è lo spessore della più sottile tra le parti esterne collegate. 4) I limiti dimensionali per i fori asolati sono forniti nel Gruppo 7 delle norme di riferimento di cui al punto 1.2.7. 5) Per file di collegamenti sfalsati può essere usato un passo minimo tra le file $p_2 = 1,2d_0$, sempre che la minima distanza L tra due dispositivi di giunzione sia maggiore o uguale a $2,4d_0$, vedere figura 3.1 b).				

Figura 11.12 - Distanze minime dai bordi delle bullonature e interasse - prospetto 3.3 EC 3 parte 1-8

Verifica a taglio per i bulloni sollecitati a taglio

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} \leq 1$$

Dove:

- $F_{v,Ed}$ sollecitazione agente sul singolo bullone allo SLU
- $F_{v,Rd}$ resistenza a taglio del gambo del bullone

Si determina:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{ub} A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

- α_v coefficiente che dipende dal tipo di gambo del bullone;
- f_{ub} resistenza ultima del bullone che dipende dalla classe utilizzata;
- A_{res} area resistente del bullone;
- γ_{M2} Coefficiente di sicurezza per collegamenti bullonati.

Verifica a rifollamento per le piastre di collegamento

$$F_{v,Ed}/F_{b,Rd} \leq 1$$

Dove:

- $F_{v,Ed}$ sollecitazione agente sul singolo bullone allo SLU;
- $F_{b,Rd}$ resistenza a rifollamento dell'elemento.

Si determina:

$$dF_{b,Rd} = \frac{k_1 f_{ub} d t}{\gamma_{M2}}$$

Dove:

- k_1 coefficiente che dipende dalla geometria degli elementi collegati
- f_{ub} resistenza ultima del bullone che dipende dalla classe utilizzata;
- d diametro del foro;
- t spessore elemento;
- γ_{M2} Coefficiente di sicurezza per collegamenti bullonati.

Negli output di verifica saranno riportati i valori dei coefficienti calcolati come da §3.6 dell'EC3 parte1-8 al quale si rimanda per i metodi di calcolo e valutazione degli stessi.

Verifica delle tensioni ultime per fazzoletti

Verranno effettuate in accordo con quanto riportato nei paragrafi precedenti relativamente alle verifiche di resistenza.

VERIFICA A TAGLIO BULLONATURA			
	Classe	8,8	
Diametro bullone	d=	24	mm
Foro alloggiamento	$d_0 =$	25,5	mm
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25	
Tensione di snervamento	$f_{yb} =$	640	N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{tb} =$	800	N/mm ²
Area resistente	$A_{res} =$	353	mm ²
Numero di bulloni	$n_b =$	4	
Piani di contatto	$n_s =$	1	
Coefficiente	$c =$	0,6	
Sollecitazione totale taglio	$F_{v,Ed} =$	504	kN
Resistenza totale taglio	$F_{v,Rd} =$	542	kN
Rapporto resistenza	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =$	0,93	VERIFICA

VERIFICA A RIFOLLAMENTO				
Classe bulloni		8,8		
Tensione rottura bulloni	$f_{yb} =$	640	N/mm ²	
Tensione snervamento bulloni	$f_{tb} =$	800	N/mm ²	
Diametro bullone	d=	24	mm	
Diametro foro bullone	$d_0 =$	25,5	mm	
		min [mm]	max [mm]	Scelto [mm]
Distanze bordo piastra	$e_1 =$	30,6	125	60
	$e_2 =$	30,6	125	60
	$p_1 =$	56,1	175	60
	$p_2 =$	61,2	175	60
Posizione bullone	di bordo nella direzione del carico			
	di bordo nella direzione perpendicolare al carico			
Coefficienti	$\alpha =$	0,784		
	$k =$	2,500		
Spessore piastra	$t =$	10	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y =$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t =$	510	N/mm ²	
Numero superfici contatto	$n_s =$	1		
Numero bulloni	$n_b =$	4		
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1,25		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed} =$	504	kN	
Sforzo resistente	$F_{b,Ed} =$	768	kN	kN
	$F_{v,Ed}/F_{b,Ed} =$	0,66	VERIFICA	

11.1.6. Verifica di resistenza delle testate dei cassoni

Alle due estremità dell'impalcato è stato necessario studiare degli elementi che garantissero una corretta diffusione degli sforzi dovuti all'azione gravitazionale dei pesi propri, portati e dei carichi accidentali e degli sforzi di compressione dovuti al tiro degli stralli.

Tali elementi sono stati considerati come delle elementi rigidi inizialmente, poi modellati come elementi piani irrigiditi di spessore variabile dai 12 ai 30mm.

Gli elementi più sollecitati sono quelli relativi alla parte terminale dell'impalcato posta dalla parte dell'antenna, per la congiunta azione dei carichi gravitazionali verticali e di quelli orizzontali dovuti all'effetto di compressione dell'impalcato dato dal tiro dei cavi.

Per analizzare in maniera accurata lo stato tensionale dei vari pannelli è stato necessario realizzare una variante del modello globale nel stato infittito il passo della *mesh* (100x100mm) e dove sono stati modellati gli elementi irrigiditi così come previsti.

Passo 1: analisi globale

E' stato analizzato l'elemento trave con dispositivi di appoggio puntiformi, si è valutata la congruenza delle reazioni vincolari con i carichi associati.

Si estrae dal codice di calcolo SAP2000 una mappa tensionale valutata con metodo di Von Mises per valutare le concentrazioni di tensione localizzate nei punti di appoggio.

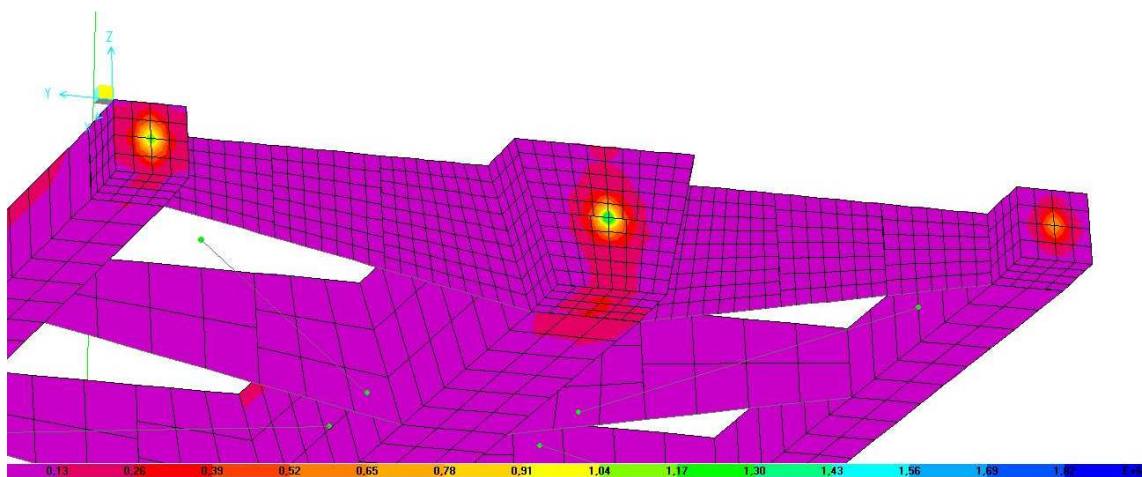


Figura 11.13 - Tensioni in corrispondenza degli appoggi in testata

Si può notare che la maggiore concentrazione di tensioni si ha in corrispondenza degli appoggi che vincolano l'impalcato nel piano orizzontale.

Nel modello le tensioni raggiungono valori locali molto elevati (circa 1500 N/mm²) da imputarsi al fatto che gli appoggi sono modellati come puntuali quando in realtà hanno una superficie di contatto paragonabile alla dimensione del profilo (400x400mm).

Si riportano dunque di seguito i valori massimi delle reazioni vincolari ottenuti tramite inviluppo delle combinazioni allo Stato Limite Ultimo.

<i>Id. appoggio</i>	<i>F_x [kN]</i>	<i>F_y [kN]</i>	<i>F_z [kN]</i>
<i>A1</i>	-	-	<i>323</i>
<i>A2</i>	-	<i>250</i>	<i>726</i>
<i>A3</i>	-	-	<i>281</i>
<i>R1</i>	<i>3423</i>	-	-
<i>R2</i>	<i>4542</i>	-	-
<i>R3</i>	<i>2265</i>	-	-

Tali valori saranno utili in seguito nella scelta dei dispositivi di appoggio e nella verifica degli elementi relativi alla sottostruttura.

Passo 2: analisi locale

Per questo *step* è stato preparato un modello ad elementi finiti ad hoc nel quale sono stati modellati anche gli elementi irrigidenti che collaborano alla rigidezza della piastra su cui verrà disposto l'appoggio per le reazioni orizzontali.

L'appoggio a sua volta è stato schematizzato non più come puntiforme ma come successione di punti vincolati in direzione X su un'area di impronta pari a quella che ha effettivamente il dispositivo (400x400mm). E' stato così possibile valutare in maniera sempre approssimata, ma sicuramente più accurata le tensioni locali che si generano nelle zone di contatto.

Si riporta un estratto del codice di calcolo dove è possibile vedere l'andamento delle tensioni calcolate secondo il metodo di Von Mises per la più severa delle combinazioni SLU.

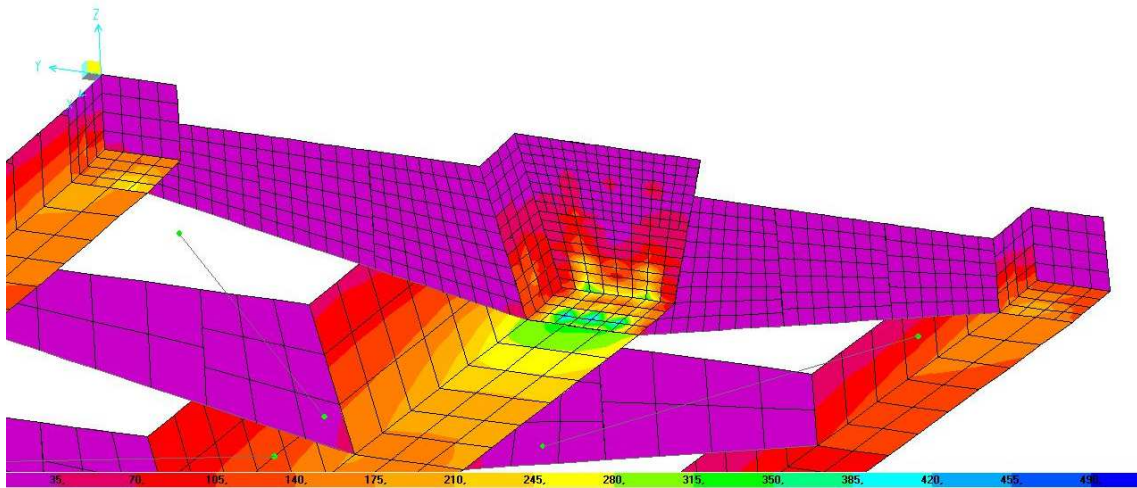


Figura 11.14 - Analisi tensionale elementi di testata

L'analisi effettuata fornisce dei valori puntuali per le tensioni in prossimità degli spigoli nei quali è stata suddivisa la zona di appoggio. Per tenere conto della diffusione uniforme delle tensioni su tutto l'appoggio e per tenere conto della distribuzione plastica delle tensioni all'interno dell'elemento è stata fatta la media di tali valori puntuali ottenuti dalla combinazione SLU più severa. Il valore ottenuto è stato confrontato con la resistenza di progetto.

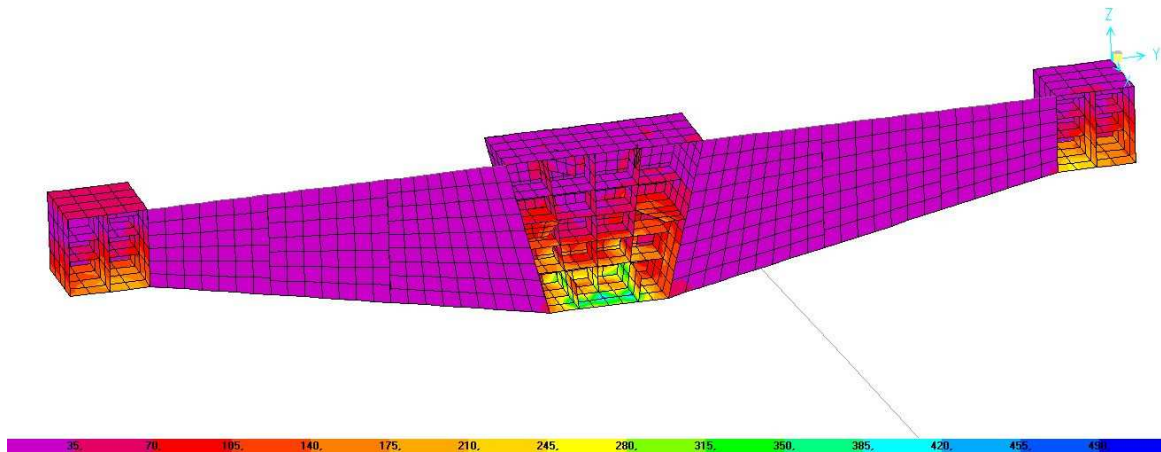


Figura 11.15 - Analisi tensionale elementi di testata - nervature interne

Per la più severa delle combinazioni SLU fornisce un valore medio della tensione calcolata secondo metodo di Von Mises in corrispondenza dell'appoggio centrale pari a:

$$\sigma_{id,max} = 325.77 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 338.10 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

11.2. Verifiche di resistenza dell'antenna

L'antenna è alta complessivamente 32.00m ed è composta di due parti, quella inferiore, realizzata in calcestruzzo armato ad alta resistenza C50/60 per un'altezza di 22.00m e quella superiore, realizzata in acciaio S355 per un'altezza di 10.00m e nella quale si ancorano gli stralli.

Le verifiche di resistenza dell'antenna riguardano:

- Parte in acciaio dell'antenna, modellata con elementi *shell* e per la quale sarà effettuata una verifica puntuale relativamente alle tensioni massime allo SLU.
- Parte in calcestruzzo armato dell'antenna, modellata come elemento *frame* per la quale verrà effettuata una verifica sulle sollecitazioni agenti allo SLU
- Collegamento tra le due parti, realizzato mediante tirafondi e inserimento di un elemento metallico (tacco) per le azioni di taglio.

Verifica elastica dell'acciaio

In accordo con quanto riportato al §4.2.4.1.2 del D.M.14/01/2008 le verifiche di resistenza degli elementi in acciaio saranno effettuate considerando gli elementi strutturali come agenti in campo elastico. Questa tipologia di verifica è ammessa per ogni tipo di sezione, anche quelle ricadenti in classe 4, dove però è necessario tenere conto degli effetti dell'instabilità locale. La classificazione delle sezioni è stata eseguita mediante procedimento descritto al §4.2.3.1 del D.M. 14/01/2008. L'espressione utilizzata per la verifica puntuale dei vari elementi, analoga all'espressione di Von Mises, è la seguente:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{y,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{y,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk}/\gamma_{M0})^2$$

Dove:

- $\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{y,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura;
- f_{yk} è il valore della resistenza caratteristica dell'acciaio impiegato;
- γ_{M0} è il coefficiente di sicurezza per l'acciaio da carpenteria metallica.

Per gli elementi modellati come elementi *shell* sono stati presi in considerazione i punti dove le tensioni calcolate con la precedente espressione sono massime rispetto alle combinazioni di carico SLU.

Verifica a presso-flessione del calcestruzzo

Per le verifiche della parte in calcestruzzo armato relativamente alla resistenza ultima delle sezioni di elementi monodimensionali nei confronti di sforzo normale e flessione, si adottano le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;
- deformazione iniziale dell'armatura di precompressione considerata nelle relazioni di congruenza della sezione.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura si dedurranno, a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Per il calcestruzzo si è utilizzato un diagramma tensione deformazione parabola-rettangolo definito dal D.M.14/01/2008 al § 4.1.2.1.2.2 in funzione della resistenza di calcolo f_{cd} e alla deformazione ultima ϵ_{cu} .

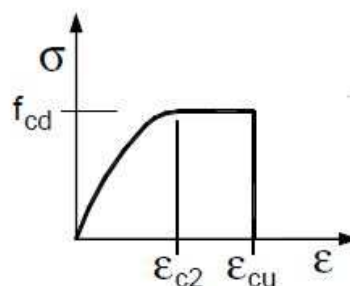


Figura 11.16 - Diagramma tensione-deformazione per il calcestruzzo

Dove:

- $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ deformazione al limite elastico;
- $\epsilon_{cu} = 0.35\%$ deformazione al limite di rottura;
- f_{cd} resistenza di calcolo del calcestruzzo.

Per l'acciaio da armatura si è utilizzato un diagramma tensione deformazione *elastico perfettamente plastico indefinito*, definito dal D.M.14/01/2008 al § 4.1.2.1.2.3 in funzione della resistenza di calcolo a snervamento f_{yd} e alla deformazione ultima ε_{ud} e del rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t/f_y)_k$.

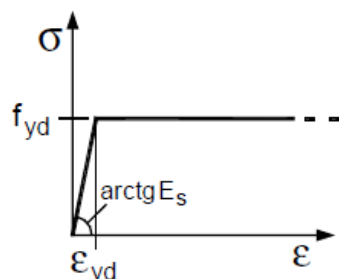


Figura 11.17 - Diagramma tensione-deformazione per l'acciaio

Dove:

- ε_{yd} deformazione al limite elastico dell'acciaio
- f_{yd} resistenza di calcolo dell'acciaio.

Si riporta un'immagine estratta dal D.M.14/01/2008 nella quale viene schematizzata una sezione tipo presso-inflessa, rappresentata nella figura sottostante assieme ai diagrammi di deformazione e di sforzo così come dedotti dalle ipotesi e dai modelli $\sigma - \varepsilon$.

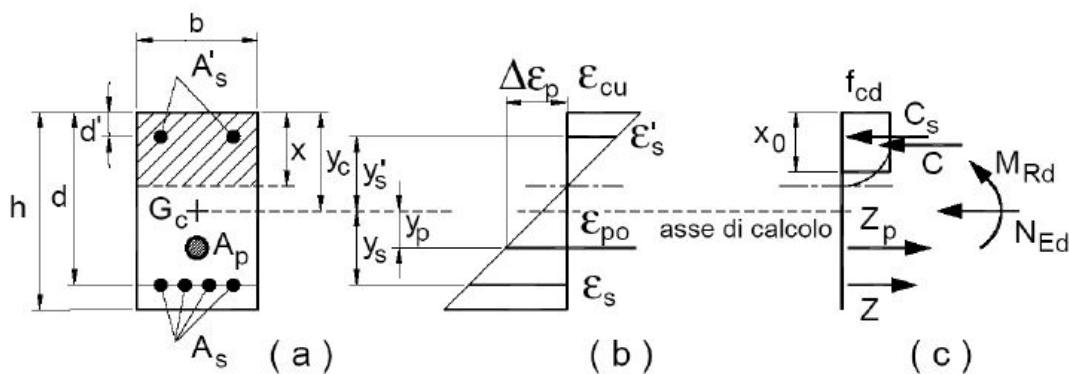


Figura 11.18 - Sezione presso inflessa

Con:

- a- Grandezze geometriche della sezione di riferimento;
- b- Diagramma delle deformazioni;
- c- Diagramma delle tensioni.

La verifica di resistenza (SLU) si esegue, come definito al §4.1.2.1.2.4 controllando che:

$$M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

Dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Essendo in regime pressoflessione deviata la verifica della sezione verrà svolta valutando che lo stato tensionale nel quale si trova la sezione in esame ricada all'interno del dominio di resistenza M_x - M_y considerando agenti sia lo sforzo normale massimo (N_{max}) che lo sforzo normale minimo (N_{min}). Questo per tenere conto dello sviluppo tridimensionale del dominio di resistenza della sezione che, in caso di pressoflessione biassiale assume la forma di un fuso detto "peroide" e quindi la resistenza per i momenti flettenti agenti nelle due direzioni varia in funzione dello sforzo assiale.

Verifica a taglio del calcestruzzo

Per elementi che richiedono armatura a taglio possiamo trovare al §4.1.2.1.3.2 del D.M.14/01/2008 le espressioni necessarie alla verifica per lo stato limite ultimo.

La resistenza a taglio V_{Rd} di una trave dotata di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'eventuale dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cotg \theta \leq 2,5$$

La verifica di resistenza consiste nel controllare che:

$$V_{Rd} \leq V_{Ed}$$

I meccanismi di resistenza sono due: uno riferito all'armatura trasversale $V_{R,sd}$ (taglio trazione) ed uno riferito al calcestruzzo d'anima $V_{R,cd}$ (taglio compressione). La resistenza a taglio sarà il minimo dei suddetti valori:

$$V_{Rd} = \min(V_{R,sd}; V_{R,cd})$$

Con riferimento all'armature trasversale, la resistenza di calcolo a taglio trazione si calcola con:

$$V_{R,sd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a _taglio compressione si calcola con:

$$V_{R,cd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{ctg\alpha + ctg\theta}{1 + ctg^2\theta}$$

dove:

- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale;
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive (passo delle staffe);
- α è l'angolo di inclinazione dell'armatura delle staffe rispetto all'asse della trave, che nel progetto in esame è pari a 90° (ove non diversamente indicato);
- $f'_{cd} = 0,5 f_{cd}$ è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima;
- α_c è un coefficiente maggiorativo, che nel caso di membrane non compresse è pari ad 1.

11.2.1. Elemento strutturale in acciaio

La parte superiore dell'antenna, realizzata in acciaio S355, è composta da pannelli saldati di spessore variabile dai 25 ai 35mm. A tali pannelli sono saldati i fazzoletti ai quali si ancorano gli stralli sia di riva che di campata e che hanno lo scopo di diffondere le tensioni e di facilitare meccanicamente l'ancoraggio.

La parte metallica sommitale ha un'altezza complessiva di 10.00m e presenta una sezione variabile che si rastrema con l'altezza. Nel punto di collegamento con la parte in calcestruzzo misura 980x780mm e i pannelli hanno spessore 35mm. Salendo la sezione si rastrema fino ad arrivare in sommità dove la sezione finale misura 880x680mm ed i pannelli hanno uno spessore di 25mm.

La parte metallica verrà fissata alla sottostante in c.a. per mezzo di 6 tirafondi di 24mm di diametro, gli sforzi di taglio saranno assorbiti da un apposito elemento scatolare di dimensioni 340x340x20mm, gli sforzi flettenti e gli sforzi dovuti alla compressione saranno distribuiti per contatto tra le due piastre.

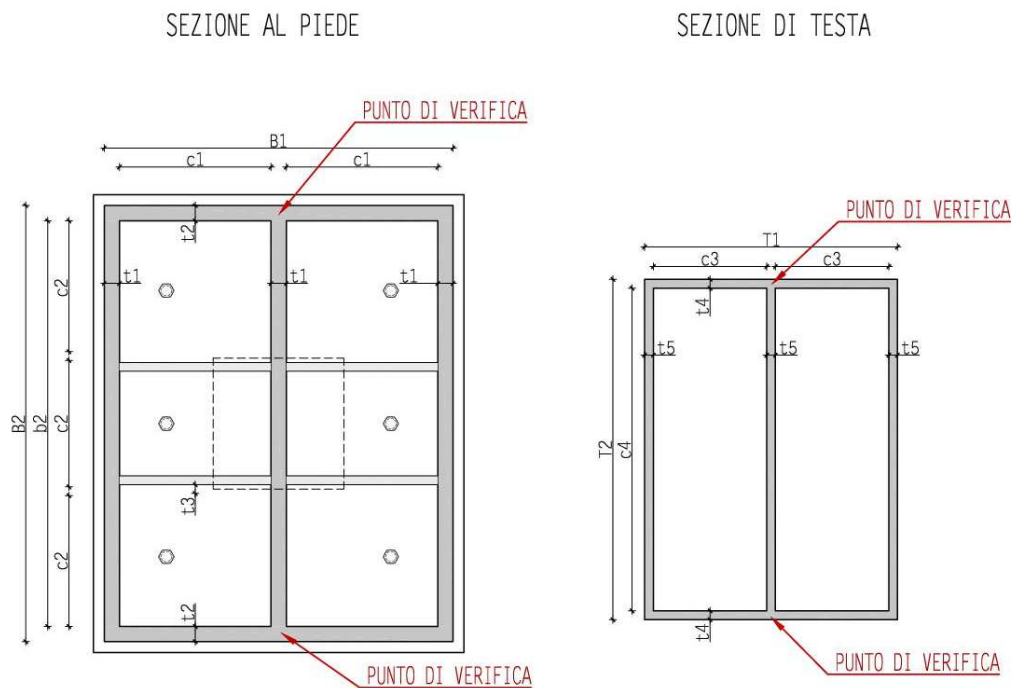


Figura 11.19 - Sezioni parte metallica antenna (testa e piede)

Caratteristiche geometriche della sezione al piede

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
B1	800	mm	Larghezza sezione
B2	1000	mm	Altezza sezione
t ₁	35	mm	Spessore pannello
t ₂	35	mm	Spessore pannello
t ₃	20	mm	Spessore nervatura
c ₁	347.5	mm	Distanza pannelli longitudinali
c ₂	300	mm	Distanza nervature

Caratteristiche geometriche della sezione di testa

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
T1	580	mm	Larghezza sezione
T2	780	mm	Altezza sezione
t ₄	20	mm	Spessore pannello
t ₅	20	mm	Spessore pannello
c ₃	262.40	mm	Distanza pannelli longitudinali
c ₂	740	mm	Distanza pannelli trasversali

Classificazione della sezione

Il valore di ε dipende dal valore della tensione di snervamento dell'acciaio scelto, che nel caso in esame è un S355 ed è pari a: $\varepsilon = \sqrt{f_{yk}/235} = 0.81$

Si calcola la classe per ogni elemento che compone la sezione al piede e quella al piede considerandole come soggette a compressione:

- Pannello longitudinale piede: $\frac{b_2}{t_1} = \frac{930}{35} = 26.57 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$
- Pannello trasversale piede: $\frac{c_2}{t_2} = \frac{347.5}{35} = 9.92 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$

La sezione al piede può essere considerata di CLASSE 1.

Quella di testa

- Pannello longitudinale testa: $\frac{c_4}{t_5} = \frac{740}{25} = 29.6 < 38\varepsilon = 30.78 \rightarrow \text{CLASSE 2}$
- Pannello trasversale testa: $\frac{c_3}{t_4} = \frac{262.40}{20} = 13.12 < 33\varepsilon = 26.73 \rightarrow \text{CLASSE 1}$

La sezione al piede può essere considerata di CLASSE 2.

Si estrapola dal codice di calcolo SAP2000 la sollecitazione di tensione massima alla quale è sottoposta l'antenna per ogni combinazione di carico allo Stato Limite Ultimo. I valori così ottenuti saranno comparati con il valore resistente del materiale.

Sono state analizzate le tensioni relativamente a tutte le combinazioni di carico, e le più gravose risultano essere quelle con il carico dovuto alla folla come azione variabile predominante.

I punti più sollecitati sono situati in corrispondenza degli ancoraggi degli stralli e il punto di contatto tra parte metallica e parte in calcestruzzo dell'antenna.

Per quanto riguarda le tensioni relative all'ancoraggio con gli stralli, per tenere conto dell'effetto di diffusione della forza agente ad opera della piastra di ancoraggio, non sarà preso il valore puntuale letto in corrispondenza del nodo di collegamento, ma un valore medio letto tra i valori adiacenti della *mesh* nella quale è suddivisa la pannellatura che ha passo di 200x200mm.

Verifiche tensionali punti di ancoraggio stralli

Si riportano le tensioni calcolate con metodo di Von Mises e valutate secondo la più gravosa delle combinazioni SLU.

<i>Elemento</i>	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
<i>Stralli 1 e 2</i>	208.70	338.10	SI
<i>Stralli 3 e 4</i>	185.71	338.10	SI
<i>Stralli 5 e 6</i>	174.27	338.10	SI
<i>Stralli 7 e 8</i>	223.62	338.10	SI
<i>Stralli 9 e 10</i>	143.31	338.10	SI
<i>Stralli 11 e 12</i>	129.19	338.10	SI
<i>Stralli 13 e 14</i>	89.20	338.10	SI
<i>Riva 1</i>	247.55	338.10	SI
<i>Riva 2</i>	248.49	338.10	SI
<i>Riva 3</i>	316.31	338.10	SI
<i>Riva 4</i>	280.72	338.10	SI

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

Si riportano di seguito due immagini nelle quali sono riportate le mappe tensionali relative alla tabella soprastante.

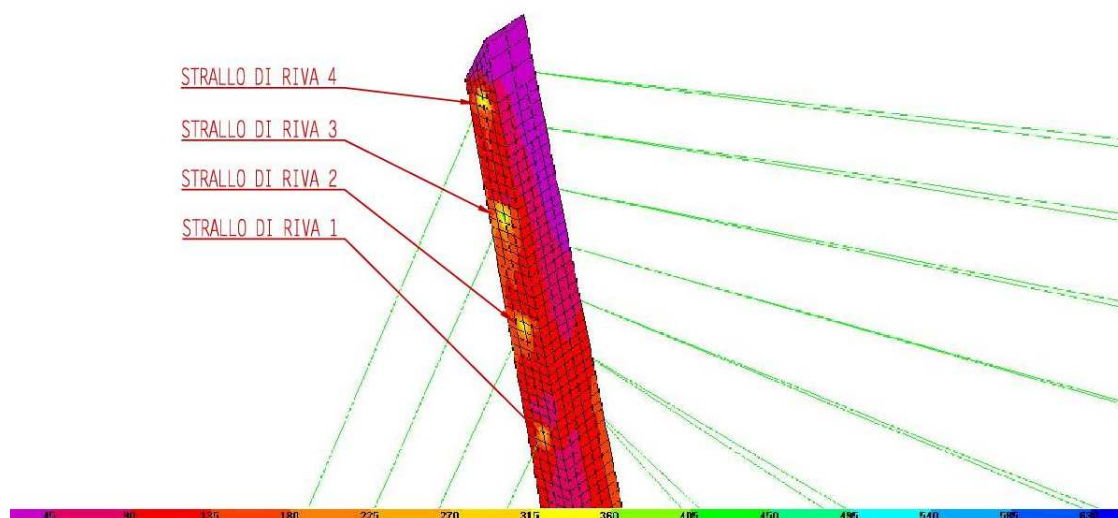


Figura 11.20 - Andamento tensioni nel punto di ancoraggio degli stralli di riva

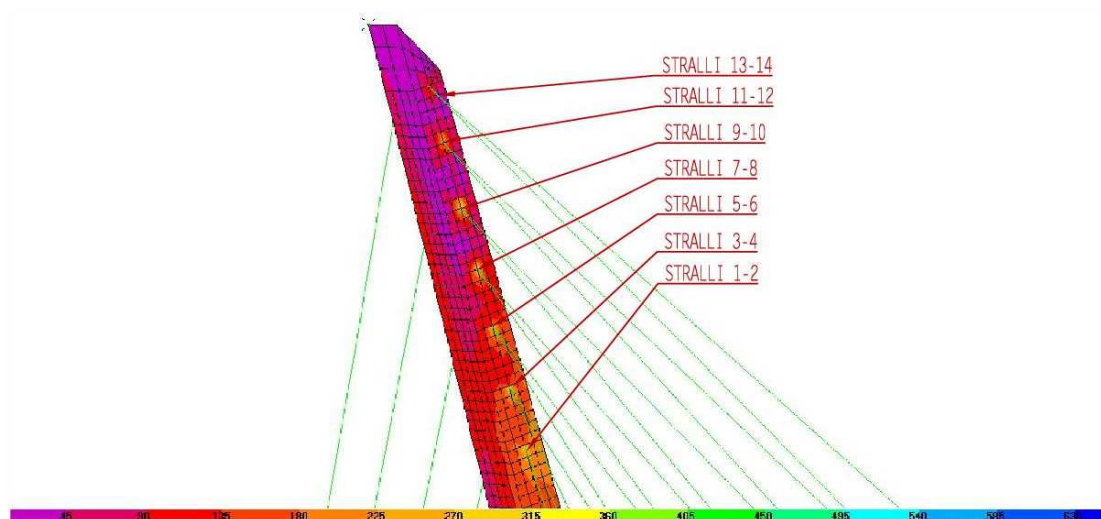


Figura 11.21 - Andamento tensioni nel punto di ancoraggio degli stralli di campata

Verifiche tensionali punto di contatto tra elemento in acciaio e elemento in calcestruzzo

Nel modello sono stati modellati tutti gli elementi relativi alla parte metallica dell'antenna ad eccezione delle nervature della base, questo perché la base dell'antenna modellata come elementi rigido, assolve la funzione, almeno nel modello, di elemento irrigidito.

Il punto più sollecitato risulta essere lo spigolo d'angolo indicato nella figura sottostante.

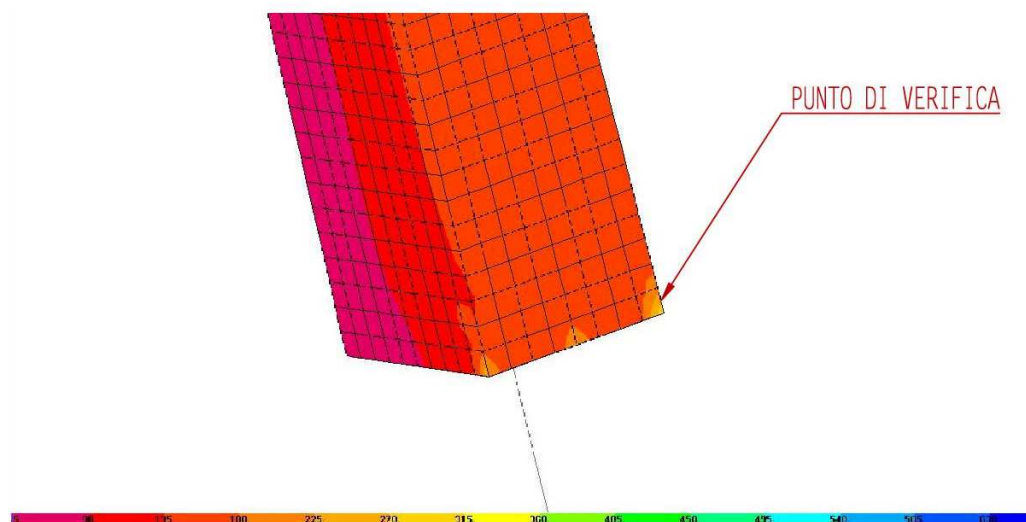


Figura 11.22 - Massima tensione nel punto di collegamento

Si riporta il valore della massima tensione calcolata all Von Mises in relazione alla massa tensione resistente dell'elemento strutturale.

Elemento	$\sigma_{id,VM} [N/mm^2]$	$f_{yk}/\gamma_{mo} [N/mm^2]$	Verificato
Basamento	303.12	338,10	SI

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

Si riportano di seguito un'immagine nella quale è riportata la mappa tensionale relativa alla tabella soprastante.

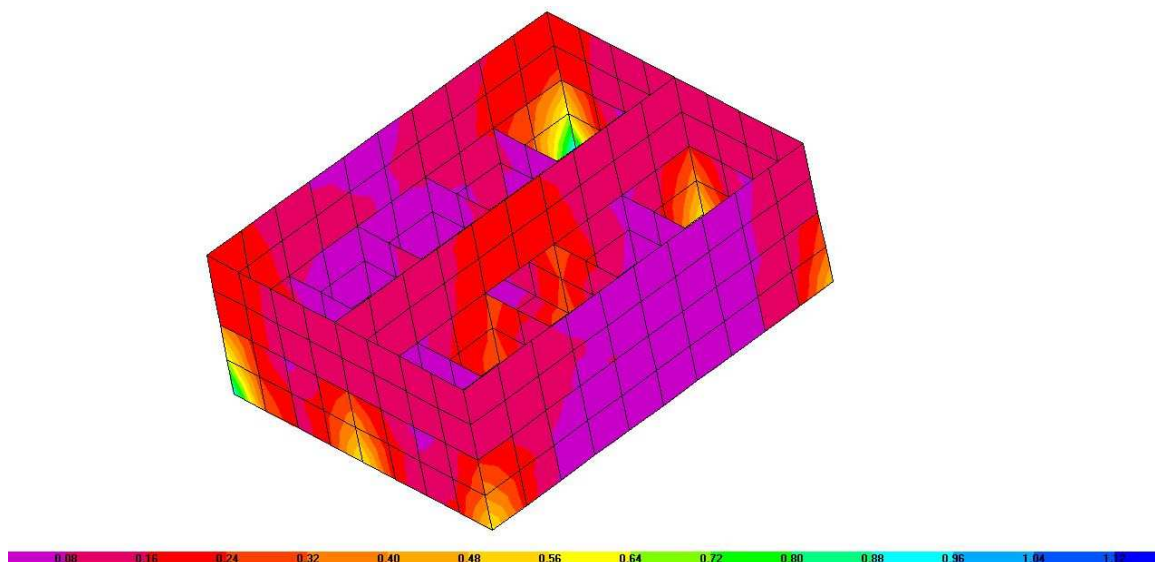


Figura 11.23 - Analisi tensionale del basamento dell'antenna in acciaio

11.2.2. Elemento strutturale in calcestruzzo

La parte in calcestruzzo armato dell'antenna presenta anch'essa sezione rettangolare rastremata, con una sezione di testa pari a 1100x900mm e una sezione al piede 1500x1300mm e un'altezza complessiva di 22.00m.

Nella parte sommitale sono immersi nel getto 6 tirafondi collegati ad una piastra forata in corrispondenza delle cavità per permettere di inserire la parte soprastante con un giunto maschio-femmina in grado di ripristinare la continuità degli elementi per le sollecitazioni flettenti e taglianti.

La verifica dell'antenna è stata effettuata su sezioni con un intervallo di 5.50m secondo le disposizioni normative riportate ad inizio capitolo.

Si riportano nella tabella sottostante i valori massimi delle sollecitazioni dell'antenna ottenute modellando l'elemento in c.a. come elemento frame nel modello globale elaborato con SAP2000. Tali sollecitazioni sono state ottenute involupando le combinazioni di carico relative agli Stati Limite Ultimi.

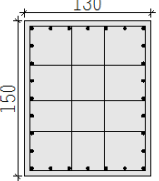
Sezione	Quota [m]	N_{max} [kN]	N_{min} [kN]	V_x [kNm]	V_y [kNm]	M_x [kNm]	M_y [kNm]
1	0.00	20446	13890	465	272	2790	2045
2	5.50	19648	13229	333	197	1198	1071
3	11.00	18850	12568	200	122	1368	280
4	16.50	18235	12058	107	62	1673	405
5	22.00	17691	11548	35	16	1980	531

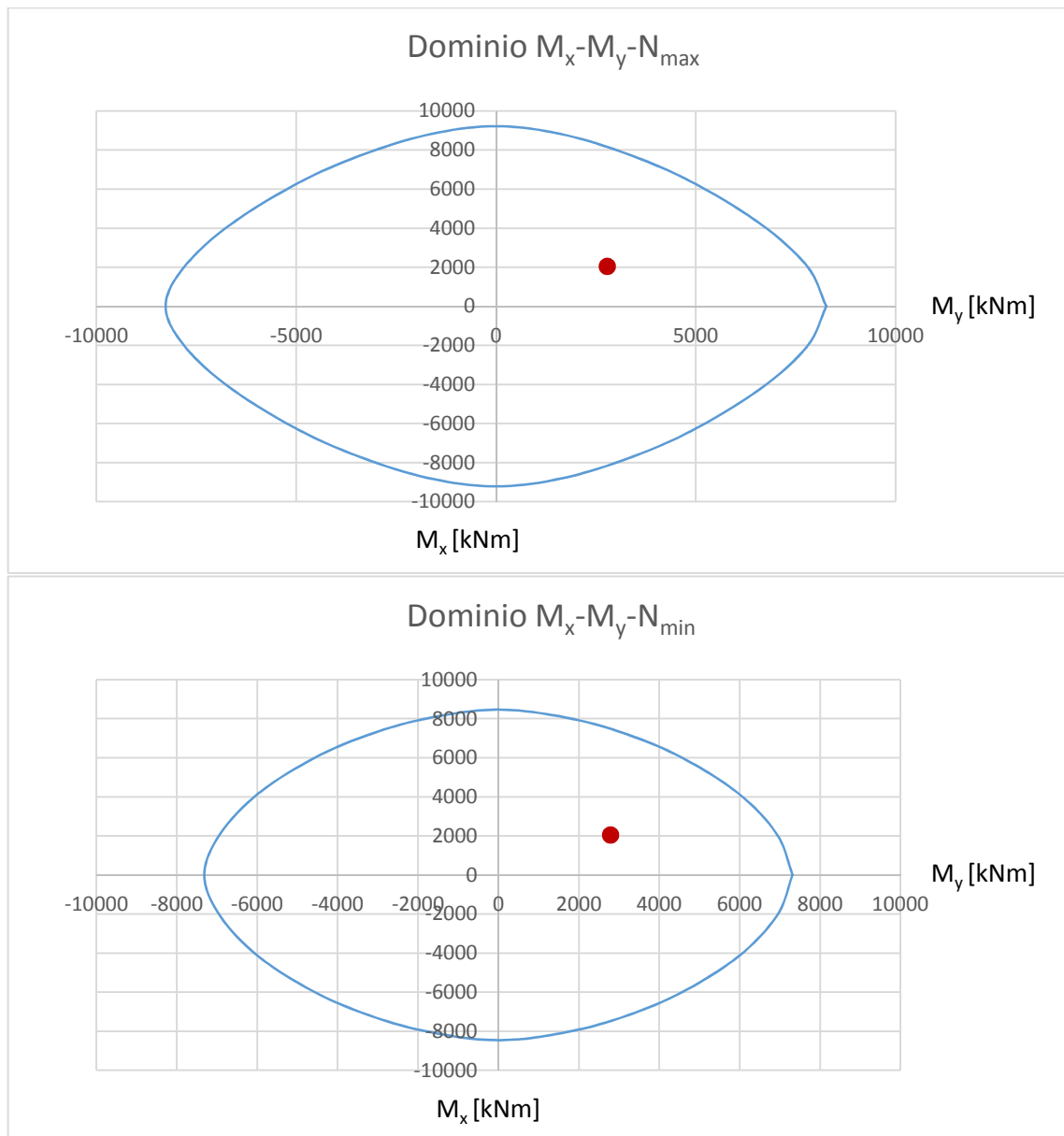
Dove:

- N_{max} Sforzo assiale massimo di compressione;
- N_{min} Sforzo assiale minimo di compressione;
- T Sforzo torcente;
- V_x Taglio agente in direzione X;
- V_y Taglio agente in direzione Y;
- M_x Momento flettente agente attorno all'asse X;
- M_y Momento flettente agente attorno all'asse Y;

Verifica a presso flessione biassiale

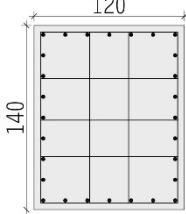
Sezione 1 (z=0.00m)

 <p>SEZIONE 1 Armatura longitudinale: 4 $\varnothing 20$ angolari 5 $\varnothing 20$ lato corto 7 $\varnothing 20$ lato lungo Staffatura: $\varnothing 8 / 20$ Copriferro di calcolo: 58mm</p>	$N_{Ed,max}=$	20446 kN	$N_{Ed,min}=$	13890 kN
	$M_{x,Rd} (N_{max})=$	6289 kNm	$M_{x,Rd} (N_{min})=$	5907 kNm
	$M_{y,Rd} (N_{max})=$	4704 kNm	$M_{y,Rd} (N_{min})=$	4606 kNm

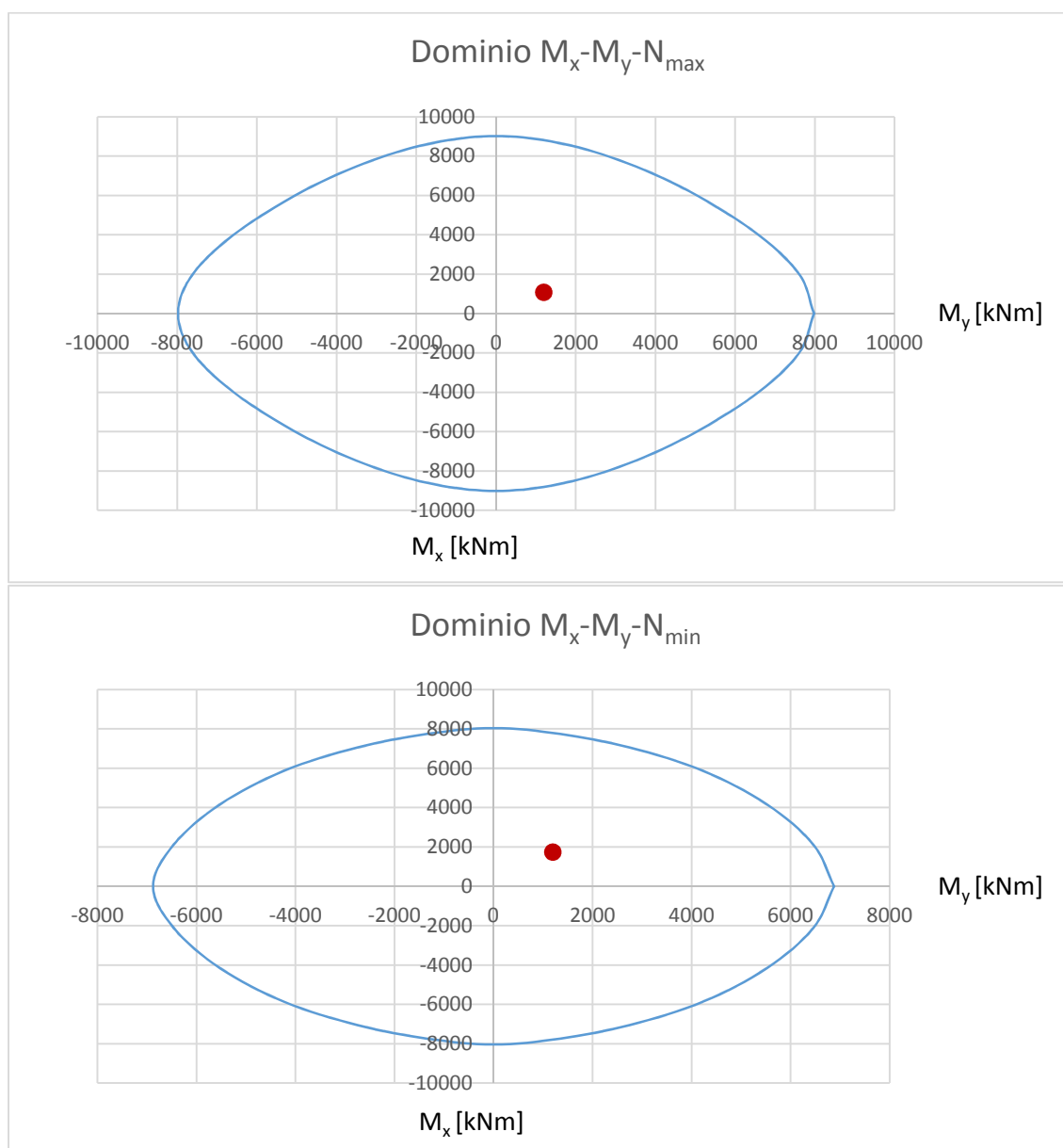
Sezione del dominio di resistenza dell'antenna alla quota indicata.

La sezione risulta verificata.

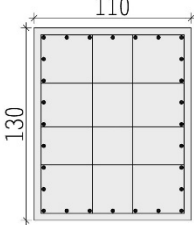
Sezione 2 (z=5.50m)

	SEZIONE 2	$N_{Ed,max}=$	19648 kN	$N_{Ed,min}=$	13229 kN
	Armatura longitudinale: 4 Ø20 angolari 5 Ø20 lato corto 7 Ø20 lato lungo	$M_{x,Rd} (N_{max})=$	5758 kNm	$M_{x,Rd} (N_{min})=$	5223 kNm
	Staffatura: Ø8 / 20 Copriferro di calcolo: 58mm	$M_{y,Rd} (N_{max})=$	5153 kNm	$M_{y,Rd} (N_{min})=$	4889 kNm

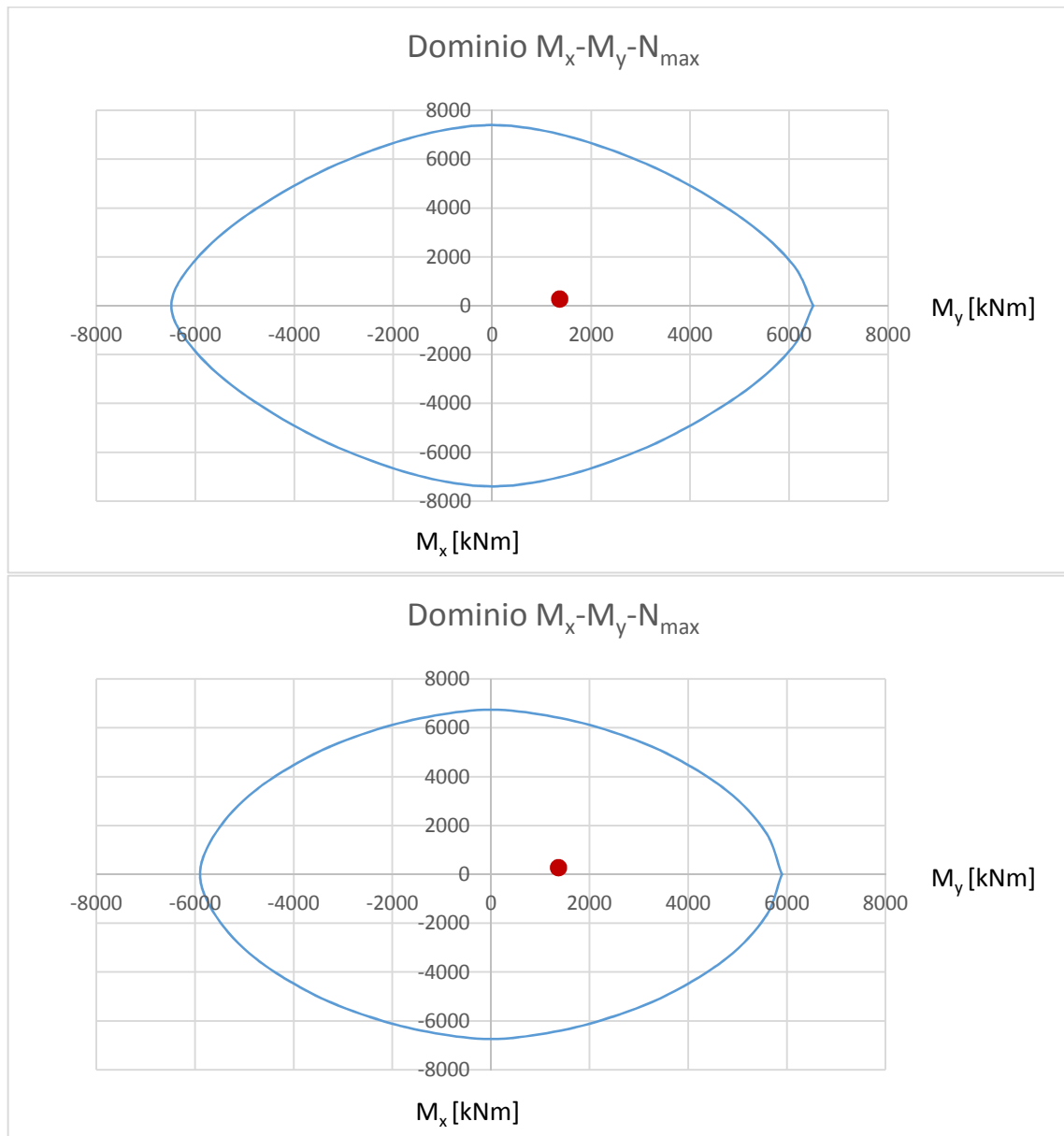
Sezione del dominio di resistenza dell'antenna alla quota indicata.



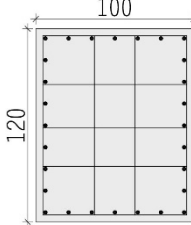
Sezione 3 (z=11.00m)

 <p>SEZIONE 3</p> <p>Armatura longitudinale: 4 Ø20 angolari 5 Ø20 lato corto 7 Ø20 lato lungo</p> <p>Staffatura: Ø8 / 20</p> <p>Copriferro di calcolo: 58mm</p>	$N_{Ed,max}=$	18850 kN	$N_{Ed,min}=$	12586 kN
	$M_{x,Rd}(N_{max})=$	6220 kNm	$M_{x,Rd}(N_{min})=$	5701 kNm
	$M_{y,Rd}(N_{max})=$	1227 kNm	$M_{y,Rd}(N_{min})=$	1271 kNm

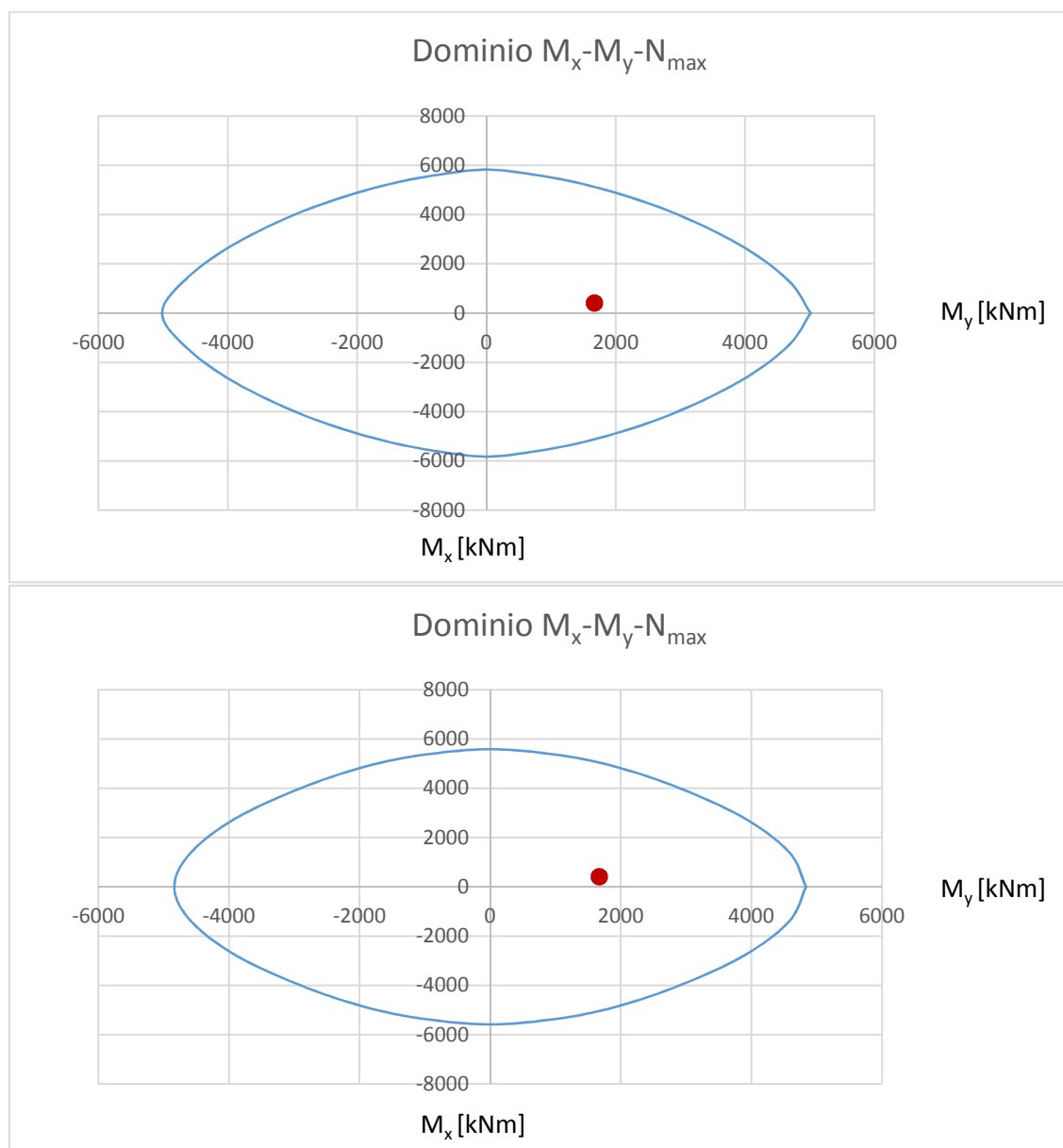
Sezione del dominio di resistenza dell'antenna alla quota indicata.



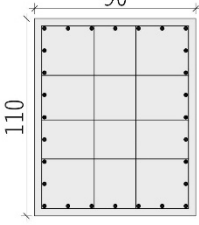
Sezione 4 (z=16.50m)

 <p>SEZIONE 4</p> <p>Armatura longitudinale: 4 $\varnothing 20$ angolari 5 $\varnothing 20$ lato corto 7 $\varnothing 20$ lato lungo</p> <p>Staffatura: $\varnothing 8 / 20$</p> <p>Copriferro di calcolo: 58mm</p>	$N_{Ed,max}= 18234 \text{ kN}$	$N_{Ed,min}= 12058 \text{ kN}$
	$M_{x,Rd}(N_{max})= 4072 \text{ kNm}$	$M_{x,Rd}(N_{min})= 2462 \text{ kNm}$
	$M_{y,Rd}(N_{max})= 1164 \text{ kNm}$	$M_{y,Rd}(N_{min})= 4340 \text{ kNm}$

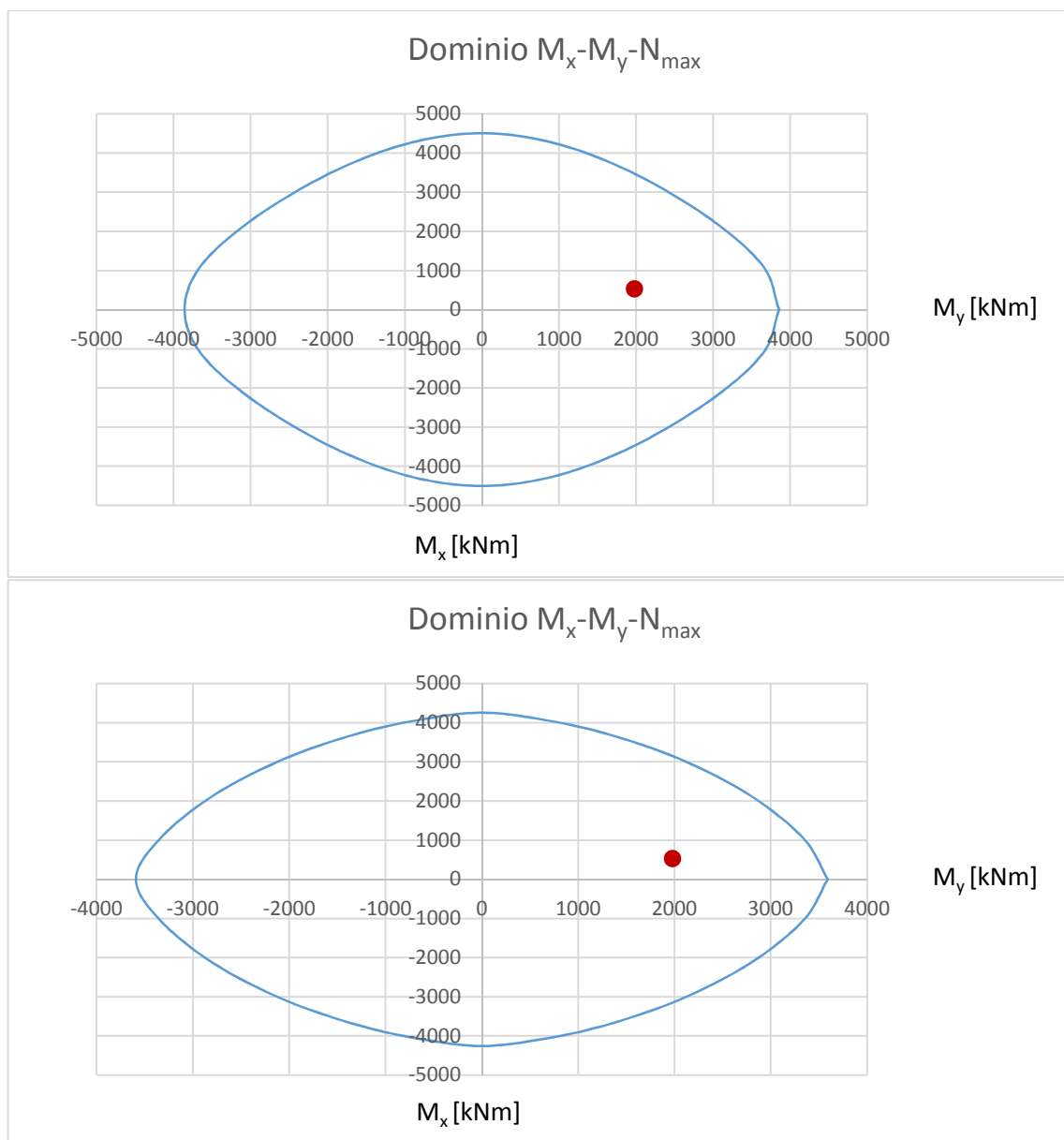
Sezione del dominio di resistenza dell'antenna alla quota indicata.



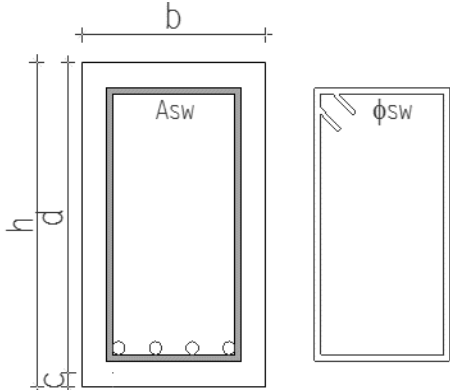
Sezione 5 (z=22.00m)

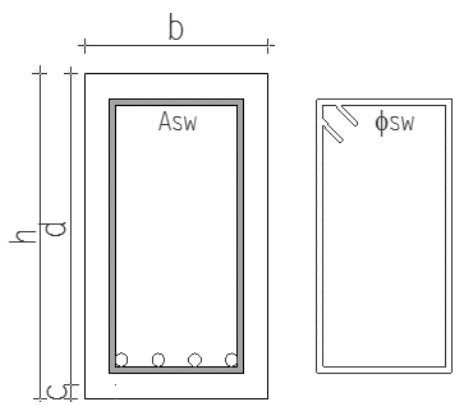
	SEZIONE 5	$N_{Ed,max}=$	17619kN	$N_{Ed,min}=$	11949 kN
	Armatura longitudinale: 4 $\varnothing 20$ angolari 5 $\varnothing 20$ lato corto 7 $\varnothing 20$ lato lungo Staffatura: $\varnothing 8 / 20$ Copriferro di calcolo: 58mm	$M_{x,Rd}(N_{max})=$	2120 kNm	$M_{x,Rd}(N_{min})=$	3679 kNm
		$M_{y,Rd}(N_{max})=$	507 kNm	$M_{y,Rd}(N_{min})=$	1023kNm

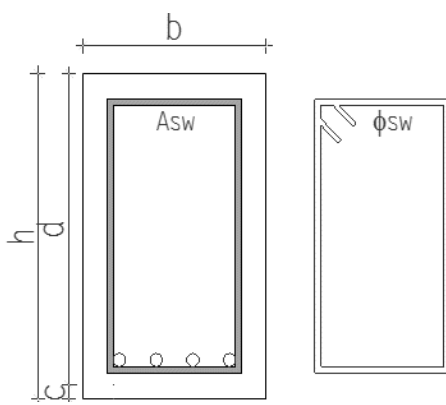
Sezione del dominio di resistenza dell'antenna alla quota indicata.

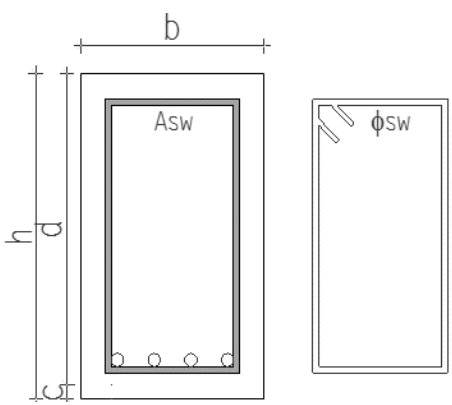


Verifica di resistenza a taglio

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE 1				
Taglio sollecitante dir. X	$V_{ed} =$	272	kN	Carico assiale $N_{ed} =$ 13890 kN
Taglio sollecitante dir. Y	$V_{ed} =$	465	kN	
MATERIALI				
Tipo calcestruzzo	C 50/60		Tipo acciaio	B450C
Resistenza caratt. Compress.	$f_{ck} =$	50	N/mm ²	Resistenza car. Trazione $f_{yk} =$ 450,00 N/mm ²
Resistenza calcolo compress.	$f_{cd} =$	28,33	N/mm ²	Resistenza calc. trazione $f_{yD} =$ 391,30 N/mm ²
DATI SEZIONE				
Base sezione	$B =$	1 300	mm	
Altezza sezione	$H =$	1 500	mm	
Copriferro	$c =$	40	mm	
Altezza utile direzione x	$d =$	1 460	mm	
Altezza utile direzione y	$d =$	1 260	mm	
Diametro ferri trasversali	$f =$	8	mm	
Numero braccia	$n =$	4		
Passo	$s =$	200	mm	
Area armatura trasversale	$A_{sw} =$	201	mm ²	
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE X				
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione $V_{Rsd} =$ 1 292 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,15		Resistenza taglio-compress. $V_{Rcd} =$ 16 594 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	6,63		Taglio Resistente $V_{Rd} =$ 1 292 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{ed}/V_{rd} = 0,22$ VERIFICA
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,20		
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE Y				
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione $V_{Rsd} =$ 1 115 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,15		Resistenza taglio-compress. $V_{Rcd} =$ 14 321 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	6,63		Taglio Resistente $V_{Rd} =$ 1 115 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{ed}/V_{rd} = 0,28$ VERIFICA
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,08		

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE 2				
Taglio sollecitante dir. X	$V_{Ed} =$	197	kN	Carico assiale minimo $N_{Ed} =$ 13229 kN
Taglio sollecitante dir. Y	$V_{Ed} =$	333	kN	
MATERIALI				
Tipo calcestruzzo	C50/60		Tipo acciaio	B450C
Resistenza caratt. Compress.	$f_{ck} =$	50,00	N/mm ²	Resistenza car. Trazione $f_{yk} =$ 450,00 N/mm ²
Resistenza calcolo compress.	$f_{cd} =$	28,33	N/mm ²	Resistenza calc. trazione $f_{yD} =$ 391,30 N/mm ²
DATI SEZIONE				
Base sezione	$B =$	1 200	mm	
Altezza sezione	$H =$	1 400	mm	
Copriferro	$c =$	40	mm	
Altezza utile direzione x	$d =$	1 360	mm	
Altezza utile direzione y	$d =$	1 160	mm	
Diametro ferri trasversali	$f =$	8	mm	
Numero braccia	$n =$	4		
Passo	$s =$	200	mm	
Area armatura trasversale	$A_{sw} =$	201	mm ²	
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE X				
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione $V_{Rsd} =$ 1 204 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,16		Resistenza taglio-compress. $V_{Rcd} =$ 14 268 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	6,36		Taglio Resistente $V_{Rd} =$ 1 204 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		Ved/Vrd =0,13 VERIFICA
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,20		
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE Y				
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione $V_{Rsd} =$ 1 027 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,16		Resistenza taglio-compress. $V_{Rcd} =$ 12 170 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	6,36		Taglio Resistente $V_{Rd} =$ 1 027 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		Ved/Vrd =0,23 VERIFICA
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,08		

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE 3					
Taglio sollecitante dir. X	$V_{Ed} =$	122	kN	Carico assiale minimo $N_{Ed} =$ 12 696 kN	
Taglio sollecitante dir. Y	$V_{Ed} =$	200	kN		
MATERIALI					
Tipo calcestruzzo		C50/60		Tipo acciaio B450C	
Resistenza caratt. Compress.	$f_{ck} =$	50,00	N/mm ²	Resistenza car. Trazione	$f_{yk} =$ 450,00 N/mm ²
Resistenza calcolo compress.	$f_{cd} =$	28,33	N/mm ²	Resistenza calc. trazione	$f_{yD} =$ 391,30 N/mm ²
DATI SEZIONE					
Base sezione	$B =$	1 100	mm		
Altezza sezione	$H =$	1300	mm		
Copriferro	$c =$	40	mm		
Altezza utile direzione x	$d =$	1 160	mm		
Altezza utile direzione y	$d =$	1 060	mm		
Diametro ferri trasversali	$f =$	8	mm		
Numero braccia	$n =$	4			
Passo	$s =$	200	mm		
Area armatura trasversale	$A_{sw} =$	201	mm ²		
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE X					
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione	$V_{Rsd} =$ 1 027 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,16		Resistenza taglio-compress.	$V_{Rcd} =$ 11 156 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	6,09		Taglio Resistente	$V_{Rd} =$ 1 027 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{ed}/V_{rd} = 0,09$ VERIFICA	
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,20			
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE Y					
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione	$V_{Rsd} =$ 938 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,16		Resistenza taglio-compress.	$V_{Rcd} =$ 10 194 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	6,09		Taglio Resistente	$V_{Rd} =$ 938 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{Ed}/V_{Rd} = 0,17$ VERIFICA	
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,08			

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE 4					
Taglio sollecitante dir. X	$V_{Ed} =$	62	kN	Carico assiale minimo $N_{Ed} =$ 12 459 kN	
Taglio sollecitante dir. Y	$V_{Ed} =$	107	kN		
MATERIALI					
Tipo calcestruzzo	C50/60			Tipo acciaio	B450C
Resistenza caratt. Compress.	$f_{ck} =$	50,00	N/mm ²	Resistenza car. Trazione	$f_{yk} =$ 450,00 N/mm ²
Resistenza calcolo compress.	$f_{cd} =$	28,33	N/mm ²	Resistenza calc. trazione	$f_{yD} =$ 391,30 N/mm ²
DATI SEZIONE					
Base sezione	$B =$	1 000	mm		
Altezza sezione	$H =$	1200	mm		
Copriferro	$c =$	40	mm		
Altezza utile direzione x	$d =$	1 060	mm		
Altezza utile direzione y	$d =$	960	mm		
Diametro ferri trasversali	$f =$	8	mm		
Numero braccia	$n =$	4			
Passo	$s =$	200	mm		
Area armatura trasversale	$A_{sw} =$	201	mm ²		
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE X					
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione	$V_{Rsd} =$ 938 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,17		Resistenza taglio-compress.	$V_{Rcd} =$ 9 267 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	5,79		Taglio Resistente	$V_{Rd} =$ 938 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{Ed}/V_{Rd} = 0,21$ VERIFICA	
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,20			
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE Y					
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione	$V_{Rsd} =$ 850 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,17		Resistenza taglio-compress.	$V_{Rcd} =$ 8 393 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	5,79		Taglio Resistente	$V_{Rd} =$ 850 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{Ed}/V_{Rd} = 0,12$ VERIFICA	
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,08			

VERIFICA A TAGLIO SEZIONE				
Taglio sollecitante dir. X	$V_{Ed} =$	16	kN	Carico assiale minimo $N_{Ed} =$ 11 949 kN
Taglio sollecitante dir. Y	$V_{Ed} =$	35	kN	
MATERIALI				
Tipo calcestruzzo	C50/60			Tipo acciaio B450C
Resistenza caratt. Compress.	$f_{ck} =$	50,00	N/mm ²	Resistenza car. Trazione $f_{yk} =$ 450,00 N/mm ²
Resistenza calcolo compress.	$f_{cd} =$	28,33	N/mm ²	Resistenza calc. trazione $f_{yD} =$ 391,30 N/mm ²
DATI SEZIONE				
Base sezione	B =	900	mm	
Altezza sezione	H =	1 100	mm	
Copriferro	c =	40	mm	
Altezza utile direzione x	d =	1 060	mm	
Altezza utile direzione y	d =	860	mm	
Diametro ferri trasversali	f =	8	mm	
Numero braccia	n =	4		
Passo	s =	200	mm	
Area armatura trasversale	$A_{sw} =$	201	mm ²	
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE X				
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione $V_{Rsd} =$ 938 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,18		Resistenza taglio-compress. $V_{Rcd} =$ 8 341 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	5,49		Taglio Resistente $V_{Rd} =$ 938 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{Ed}/V_{Rd} = 0,33$ VERIFICA
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,20		
VERIFICA SEZIONE A TAGLIO §4.1.2.1.3.2 NTC08 DIREZIONE Y				
Tensione media compressione	$\sigma_{cp} =$	4,53	N/mm ²	Resistenza taglio-trazione $V_{Rsd} =$ 761 kN
Angolo θ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$		0,18		Resistenza taglio-compress. $V_{Rcd} =$ 6 767 kN
Inclinazione puntoni cls	$\cotg\theta =$	5,49		Taglio Resistente $V_{Rd} =$ 761 kN
Valore di calcolo	$\cotg\theta_{calc} =$	2,50		$V_{Ed}/V_{Rd} = 0,06$ VERIFICA
Coefficiente maggiorativo	$\alpha_c =$	1,08		

11.2.3. Verifica del collegamento antenna

Il collegamento tra punta metallica dell'antenna e parte in calcestruzzo è eseguito mediante un giunto maschio-femmina, realizzato con uno scatolare 340x340mm con uno spessore delle pareti di 20mm e alto 300mm

La parte inferiore della struttura presenta un incavo capace di accogliere lo scatolare, attraverso il quale saranno trasmesse le forze di taglio e una contropiastra superiore che serve come elemento di diffusione degli sforzi di compressione.

Le due piastre metalliche saranno poi rese solidali mediante il serraggio dei 6 tirafondi annegati nel getto dell'antenna in CA, realizzati con barre filettate M22 di classe 8.8.

Si riporta un immagine relativa ai due elementi prima e dopo il collegamento.

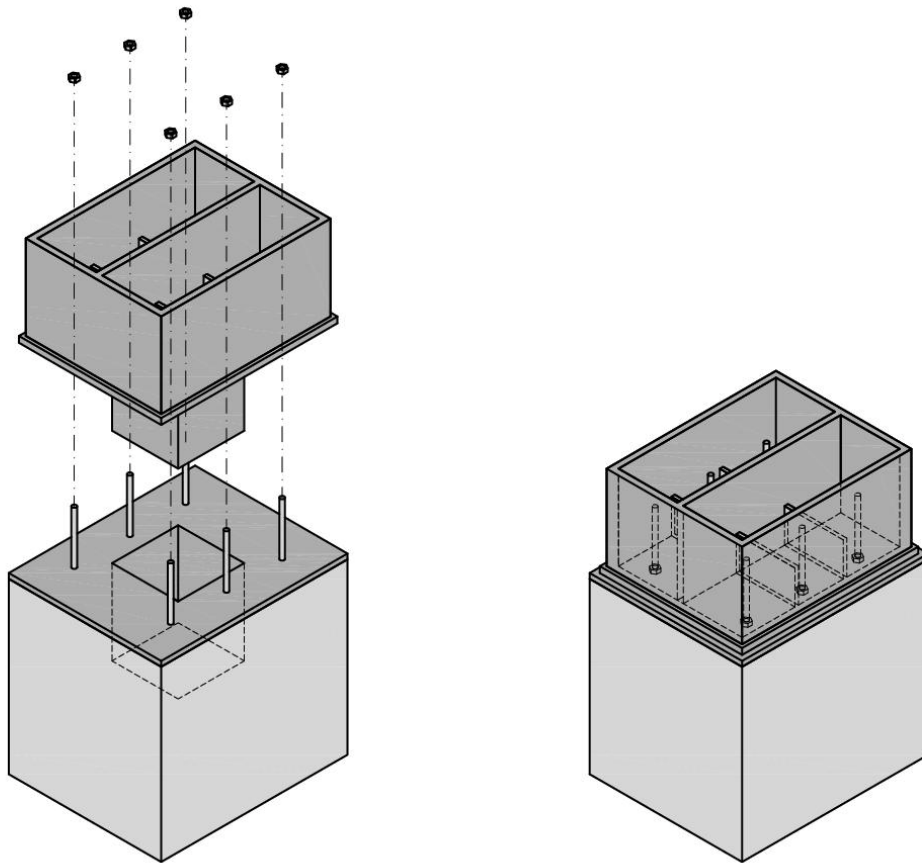


Figura 11.24 - Assemblaggio antenna metallica

Geometria della sezione di testa

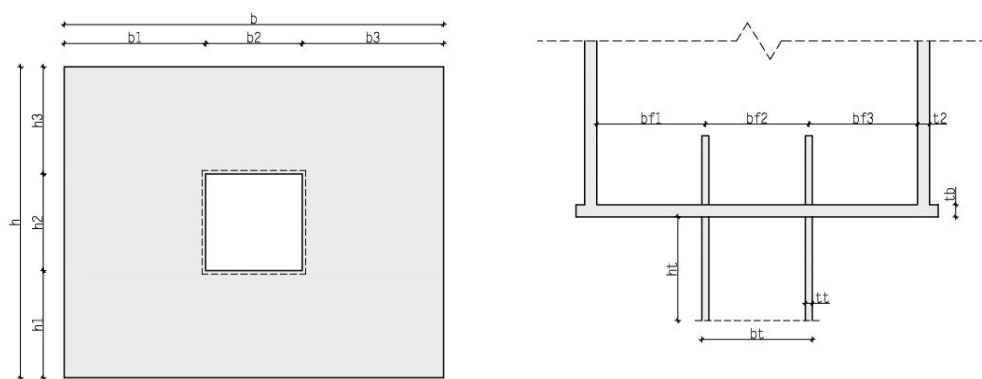


Figura 11.25 - Geometria della sezioni di collegamento dell'antenna in acciaio

Sezione in CA

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
b	1100	mm	Larghezza sezione in CA in direzione X
b_1	410	mm	Larghezza parte in CA
b_2	280	mm	Larghezza foro
b_3	410	mm	Larghezza parte in CA
h	900	mm	Larghezza sezione in CA in direzione Y
h_1	310	mm	Larghezza parte in CA
h_2	280	mm	Larghezza foro
h_3	310	mm	Larghezza parte in CA
J_x	8 897 646	cm ⁴	Momento di inerzia in direzione X
J_y	6 492 254	cm ⁴	Momento di inerzia in direzione Y
W_x	161 722	cm ³	Modulo di resistenza in direzione X
W_y	144 272	cm ³	Modulo di resistenza in direzione Y

Sezione in acciaio

SIGLA	DIMENSIONE	U.M.	DESCRIZIONE
b_t	320	mm	Larghezza tacco nelle due direzioni X e Y
h_t	300	mm	Altezza tacco
t_t	20	mm	Spessore tacco
t_b	35	mm	Spessore piastra di base
t_2	35	mm	Spessore piastre laterali
t_3	20	mm	Spessore nervature
bf_1	335	mm	Interasse nervatura
bf_2	260	mm	Interasse nervatura
bf_3	335	mm	Interasse nervatura

Verifica delle tensioni di contatto tra piastra e calcestruzzo

Il collegamento tra i due elementi deve ripristinare le condizioni di incastro che sono state ipotizzate in fase di calcolo. L'elemento essendo soggetto a compressione non prevede elementi che lavorino in trazione, il momento flettente e il lo sforzo di compressione sono assorbiti direttamente dal contatto tra le due piastre.

Si prende come area lorda del calcestruzzo quella relativa alla sezione di testa in CA escludo il foro di alloggiamento del tacco.

Si effettua una verifica della pressione localizzata indotta dalla piastra superiore sulla faccia libera del calcestruzzo, prendendo come sollecitazioni lo sforzo normale massimo (N_{max}) e i momenti flettenti massimi (M_{max}) con la formula di Navier:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} + \frac{M_{x,max}}{W_x} + \frac{M_{y,max}}{W_y} = 33.28 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{loc} = 45 \text{ N/mm}^2 \text{ (C50/60)}$$

Dove:

- N_{max} = 17592 kN *Sforzo assiale massimo di compressione*
- A = 911 600 mm² *Area lorda sezione in c.a.*
- $M_{x,max}$ = 1653 kN *Momento massimo sollecitante*
- $M_{y,max}$ = 550 kN *Momento massimo sollecitante*
- W_x = 161 722 mm³ *Modulo resistente in direzione X della sezione in CA*
- W_y = 144 272 mm³ *Modulo resistente in direzione X della sezione in CA*
- σ_{loc} = 0.9 f_{ck} *Resistenza a compressione localizzata del calcestruzzo*

La verifica è soddisfatta.

Si verifica anche che la tensione media sul calcestruzzo sia minore della resistenza di calcolo f_{cd} del materiale:

$$\sigma_{max} = \frac{N_{max}}{A} = 19.30 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} = 28.33 \text{ N/mm}^2 \text{ (C50/60)}$$

Dove:

- N_{max} = 17592 kN *Sforzo assiale massimo di compressione*
- A = 813 600 mm² *Area lorda sezione in c.a.*

La verifica è soddisfatta.

Si effettua una verifica sulle tensioni localizzate per controllare che la sezione non vada mai in trazione adottando come sollecitazioni lo sforzo normale minimo (N_{min}) e i momenti flettenti massimi (M_{max}).

$$\sigma_{min} = \frac{N_{min}}{A} - \frac{M_{x,max}}{W_x} - \frac{M_{y,max}}{W_y} = 0.20 \text{ N/mm}^2 > 0$$

Dove:

- $N_{max} = 17592 \text{ kN}$ *Sforzo assiale massimo di compressione*
- $A = 911\,600 \text{ mm}^2$ *Area lorda sezione in c.a.*
- $M_{x,max} = 1653 \text{ kN}$ *Momento massimo sollecitante*
- $M_{y,max} = 550 \text{ kN}$ *Momento massimo sollecitante*
- $W_x = 166\,065 \text{ mm}^3$ *Modulo resistente in direzione X della sezione in CA*
- $W_y = 137\,106 \text{ mm}^3$ *Modulo resistente in direzione Y della sezione in CA*

La tensione minima è maggiore di zero, non si ha trazione.

Verifica per le azioni taglianti

Le sollecitazioni di taglio sono incassate dal tacco in acciaio.

Si calcolano le tensioni di compressione trasmesse alla parte in calcestruzzo.

$$\sigma_{c,comp} = \frac{T_{max}}{A_c} = 0.625 \text{ N/mm}^2 < 28.33 \text{ N/mm}^2 \text{ (C50/60)}$$

Dove:

- $T_{max} = 60 \text{ kN}$ *Sforzo tagliante massimo*
- $A_c = 96\,000 \text{ mm}^2$ *Area parete del tacco*

La verifica è soddisfatta.

Si calcola la tensione tangenziale agente sulle parti dello scatolare.

$$\tau_s = \frac{T_{max}}{A_p} = 5 \text{ N/mm}^2$$

Dove:

- $T_{max} = 60 \text{ kN}$ *Sforzo tagliante massimo*
- $A_t = 12\,000 \text{ mm}^2$ *Area resistente al taglio del tacco.*

Si verifica l'elemento con la formula già descritta in precedenza per l'acciaio valutato come elastico:

$$\sigma_{id} = \sqrt{3 \tau_s^2} = 8.66 \text{ N/mm}^2 < 338.01 \text{ N/mm}^2 = \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

La verifica è soddisfatta.

11.2.4. Verifica di resistenza degli stralli

Si è adottata una disposizione degli stralli su due piani inclinati, collegati alla parte metallica sommitale dell'antenna ed ai correnti laterali dell'impalcato.

Gli stralli saranno dotati di dispositivi di vincolo a cerniera, realizzati mediante flange saldate alle strutture principali e ai quali saranno fissati mediante perni in acciaio ad alta resistenza.

Si è scelto di utilizzare stralli in cavi di acciaio armonico, per la maggiore resistenza offerta in relazione al diametro necessario, volendo garantire una struttura quanto più leggera possibile alla vista, è stato scelto un numero di stralli tale da non avere diametri eccessivi né da richiedere dispositivi di ancoraggio eccessivamente pesanti o visibili.

Si riporta di seguito una raffigurazione nella quale si possono vedere le sigle assegnate ad ogni cavo con i quali saranno poi richiamati in seguito nella presente relazione.

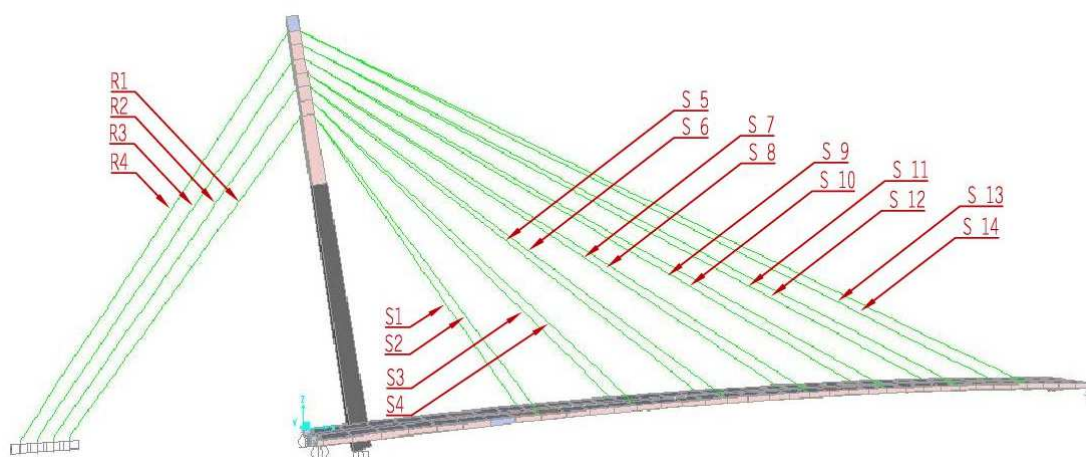


Figura 11.26 - Numerazione stralli

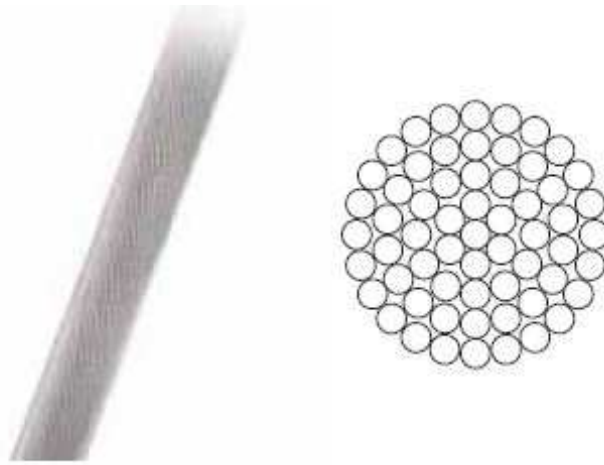
Gli stralli e dispositivi di ancoraggio sono stati verificati confrontando le sollecitazioni agenti, calcolate allo Stato Limite Ultimo nella combinazione più gravosa, con i valori resistenti di progetto forniti dal produttore.

Per le piastre di collegamento sono state effettuate le seguenti verifiche:

- rifollamento
- strappo della lamiera

Tipologia degli stralli scelti

Sono stati scelti degli stralli formati da funi spiroidali costituite da fili di acciaio ad alta resistenza zincati a caldo. La fune è formata da strati di fili tondi avvolti ad elica attorno al nucleo centrale. Le caratteristiche principali di resistenza e della protezione anticorrosione dei fili sono conformi alla EN 12385-10. Le caratteristiche di resistenza, snervamento, duttilità, allungamento a rottura, piega, torsione, aderenza del protettivo e avvolgimento vengono singolarmente verificate dal produttore su ogni singolo filo. La zincatura e duttilità dei fili sono in accordo con le EN 10264 classe A o altri standard richiesti. Tali funi sono garantite dal produttore come soddisfacenti le caratteristiche minime di resistenza a fatica previste dal EN 1993-1-9 e EN 1993-1-11.

**Figura 11.27 - Esempio fune spiroidale**

Dati tecnici stralli:

<i>TIPO</i>	d_{nom}	d_{calc}	$F_{u,k}$	$F_{R,d}$	A	EA	<i>Massa</i>
<i>STRALLO</i>	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[mm ²]	(MN)	(kg/m)
<i>campata</i>	48	42.41	2190	1327	1412	233	11.6
<i>riva</i>	88	77.23	7090	4297	4683	763	38.6

Dove:

- d diametro nominale;
- $F_{u,k}$ Forza di rottura minima (Minimum Break Load) calcolato secondo EC3 1-11 con coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_R = 1.00$;
- $F_{R,d}$ Forza resistente di progetto = $(F_{u,k}/1.5)/\gamma_R$, con $\gamma_R = 1.10$;
- A Sezione metallica
- EA rigidezza elastica;
- $Mass$ Massa per unità di lunghezza.

Protezione alla corrosione

La protezione alla corrosione è data dalla sovrapposizione dei seguenti sistemi:

- zincatura a caldo o lega di zinco-alluminio Zn95/Al5 (galfan) dei fili;
- tamponante interno costituito da inibitore della corrosione per ambienti molto aggressivi addizionato con resine speciali e polvere di zinco.
- guaina di HDPE, polietilene ad alta densità estruso a caldo sul cavo; questo sistema fornisce completa impermeabilità, dalla prefabbricazione in stabilimento, durante l'installazione ed in servizio.

Tipologia degli ancoraggi scelti

Le estremità degli stralli sono fissate ai supporti strutturali mediante dei capocorda a forcella fissi per quanto riguarda le estremità superiori e regolabili per quelle inferiori. Il capocorda regolabile permette di assegnare il pretiro di progetto al singolo cavo in modo rapido e senza notevoli

Questi elementi sono realizzati in acciaio per getti BT1 (BS 3100), bonificato, lavorato meccanicamente, zincato a caldo, completi di perni in acciaio ad alta resistenza al CrNiMo (EN 10083, UNI 7845, UNI 7849).

La protezione superficiale è data da zincatura a caldo con spessore minimo 80 µm.

I capicorda hanno un carico di rottura superiore a quello delle rispettive funi. Le classi di accettabilità per i controlli non distruttivi sono definite secondo standard per impieghi gravosi.

I capicorda zincati possono essere ulteriormente protetti con applicazione di resine espossidiche bi componenti che ne migliorano la protezione da parte di agenti corrosivi.

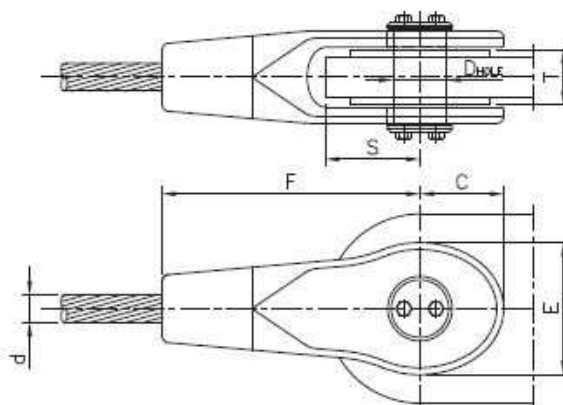
Ancoraggio fisso: capocorda a forcella

Figura 11.28 - Capocorda a forcella fisso

Dati tecnici:

TIPO	d_{max}	$F_{u,k}$	$F_{R,d}$	C	D_{HOLE}	E	F	S_{max}	T_{min}	T_{max}	Massa
STRALLO	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Kg]
camp.	48	2350	1424	130	83	205	406	145	80	85	44
riva	88	8500	5152	256	161	404	781	280	165	170	290

Dove:

- d_{max} diametro nominale massimo dello cavo ancorabile;
- $F_{u,k}$ Forza di rottura minima (Minimum Break Load) calcolato secondo EC3 1-11 con coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_R = 1.00$;
- $F_{R,d}$ Forza resistente di progetto = $(F_{u,k}/1.5)/\gamma_R$, con $\gamma_R = 1.10$;
- C, E, F Dimensioni geometriche del dispositivo;
- D_{HOLE} diametro massimo del foro per il perno di ritenuta;
- S, T Ingombri massimi della piastra di ancoraggio.

Ancoraggio regolabile: capocorda a forcella regolabile

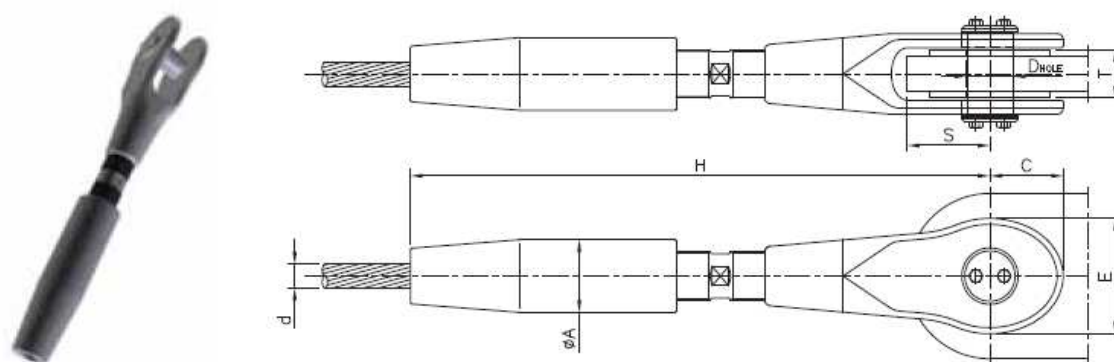


Figura 11.29 - Capocorda a forcella regolabile

Dati tecnici:

TIPO	d_{max}	$F_{u,k}$	$F_{R,d}$	C	D_{HOLE}	E	ΦA	H	Adjust.	Massa
STRALLO	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[Kg]
camp.	48	2100	1273	130	83	188	120	970	± 130	88
riva	88	7700	4667	256	161	404	245	2040	± 260	587

Dove:

- d_{max} diametro nominale massimo dello cavo ancorabile;
- $F_{u,k}$ Forza di rottura minima (Minimum Break Load) calcolato secondo EC3 1-11 con coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_R = 1.00$;
- $F_{R,d}$ Forza resistente di progetto = $(F_{u,k} / 1.5) / \gamma_R$, con $\gamma_R = 1.10$;
- C, E Dimensioni geometriche del dispositivo;
- ΦA Diametro del dispositivo;
- D_{HOLE} diametro massimo del foro per il perno di ritenuta;
- S, T Ingombri massimi della piastra di ancoraggio come nel caso degli appoggi fissi;
- Adjust. Escursione della parte regolabile.

Verifiche di resistenza cavi e ancoraggi

Si riportano nella tabella sottostante i valori dello strallo più sollecitato per quanto riguarda la combinazione di carico più gravosa ottenuta mediante l'involuppo delle combinazioni di carico agli Stati Limite Ultimi.

Stralli di campata

<i>ELEMENTO PIU' SOLLECITATO</i>	<i>F_{Ed,max} [kN] SLU</i>	<i>F_{R,d} [kN] (FISSO)</i>	<i>F_{R,d} [kN] (REGOLABILE)</i>	<i>F_{R,d} [kN] (STRALLO)</i>	<i>CONDIZIONE</i>
<i>S 9</i>	<i>1271</i>	<i>1424</i>	<i>1273</i>	<i>1327</i>	<i>verifica</i>

Stralli di riva

<i>ELEMENTO PIU' SOLLECITATO</i>	<i>F_{Ed,max} [kN] SLU</i>	<i>F_{R,d} [kN] (FISSO)</i>	<i>F_{R,d} [kN] (REGOLABILE)</i>	<i>F_{R,d} [kN] (STRALLO)</i>	<i>CONDIZIONE</i>
<i>R 4</i>	<i>4167</i>	<i>5152</i>	<i>4667</i>	<i>4297</i>	<i>verifica</i>

Verifiche di resistenza dei perni

Si effettua verifica a taglio del perno di collegamento del dispositivo di ancoraggio dello strallo come descritto dal §4.2.8.1.2 del D.M.14/01/2008 valutando la resistenza a taglio con la seguente espressione:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tk} \cdot A / \gamma_{M2}$$

Dove:

- *A* *area del perno;*
- *f_{tk}* *tensione di rottura dell'acciaio di cui è composto il perno;*
- *γ_{M2}* *coefficiente di sicurezza per collegamenti (=1.25).*

Si riportano gli esiti delle verifiche relative agli elementi più sollecitati, realizzate mediante fogli di calcolo creati ad hoc.

VERIFICA A TAGLIO PERNO (CAMPATA)			
	Classe	8.8	
Diametro bullone	d=	50	mm
Foro alloggiamento	$d_0 =$	51.5	mm
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1.25	
Tensione di snervamento	$f_{yb} =$	640	N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{tb} =$	800	N/mm ²
Area resistente	$A_{res} =$	1963	mm ²
Numero di bulloni	$n_b =$	1	
Piani di contatto	$n_s =$	2	
Coefficiente	$c =$	0.6	
Sollecitazione totale taglio	$F_{v,Ed} =$	1,271	kN
Resistenza totale taglio	$F_{v,Rd} =$	1,508	kN
Rapporto resistenza	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =$	0.84	VERIFICA

VERIFICA A TAGLIO PERNO (RIVA)			
	Classe	8.8	
Diametro bullone	d=	100	mm
Foro alloggiamento	$d_0 =$	101.5	mm
Coefficiente sicurezza	$\gamma_{M2} =$	1.25	
Tensione di snervamento	$f_{yb} =$	640	N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{tb} =$	800	N/mm ²
Area resistente	$A_{res} =$	7854	mm ²
Numero di bulloni	$n_b =$	1	
Piani di contatto	$n_s =$	2	
Coefficiente	$c =$	0.6	
Sollecitazione totale taglio	$F_{v,Ed} =$	4,167	kN
Resistenza totale taglio	$F_{v,Rd} =$	6,032	kN
Rapporto resistenza	$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} =$	0.69	VERIFICA

Verifica piastre di ancoraggio

Le piastre di ancoraggio realizzate in acciaio S355 saranno collegate agli elementi portanti strutturali per mezzo di saldature a completa penetrazione.

Le verifiche effettuate sulle piastre sono:

- Verifiche tensionali;
- Verifiche a rifollamento;
- Verifiche a strappo della lamiera.

Verifiche tensionali

Si effettuano controllando che le tensioni agenti sull'elemento, in corrispondenza della sezione indebolita dal foro e valutate secondo la teoria di Von Mises siano minori della tensione di rottura, come visto in precedenza.

Si terrà conto dell'inclinazione del cavo scomponendo la forza di trazione agente ($F_{v,Ed}$) nelle due direzioni perpendicolari principali in modo da valutare sia le tensioni di trazione (σ_{traz}) sia le tensioni tangenziali (τ_{tan}).

Si riportano gli esiti delle verifiche relative agli elementi più sollecitati, realizzate mediante fogli di calcolo creati ad hoc.

VERIFICA A TRAZIONE PIASTRA STRALLO DI CAMPATA				
Spessore piastra	t=	25	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y =$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t =$	510	N/mm ²	
Larghezza nella sezione debole	$b_d =$	300		
Diametro foro	$d_0 =$	81.5		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed} =$	1,271	kN	
Inclinazione cavo	$\alpha =$	45	°	
Componente verticale	$F_{v,vert} =$	899	kN	
Componente orizzontale	$F_{v,orizz} =$	899	kN	
Tensione di trazione	$\sigma_{traz} =$	165	N/mm ²	
Tensione di trazione	$\tau_{tan} =$	165	N/mm ²	
Tensione ideale	$\sigma_{id} =$	329.06	< 388.10 N/mm ²	VERIFICA

VERIFICA A TRAZIONE PIASTRA STRALLO DI RIVA				
Spessore piastra	t=	35	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y =$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t =$	510	N/mm ²	
Larghezza nella sezione debole	$b_d =$	600		
Diametro foro	$d_0 =$	101.5		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed} =$	4,167	kN	
Inclinazione cavo	$\alpha =$	45	°	
Componente verticale	$F_{v,vert} =$	2,947	kN	
Componente orizzontale	$F_{v,orizz} =$	2,947	kN	
Tensione di trazione	$\sigma_{traz} =$	169	N/mm ²	
Tensione di trazione	$\tau_{tan} =$	169	N/mm ²	
Tensione ideale	$\sigma_{id} =$	337.76	< 338.10 N/mm ²	VERIFICA

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte.

Verifiche a rifollamento

Si effettua una verifica a rifollamento come descritto nel §4.2.8.1.2 del D.M. 14/01/2008 per le connessioni con perni, ovvero valutando l'azione massima resistente con la seguente espressione:

$$F_{b,Rd} = 1.5 \cdot d \cdot t \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Dove:

- d diametro del perno;
- f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio;
- t spessore della piastra di collegamento;
- γ_{M0} coefficiente di sicurezza.

Nel calcolo dello spessore della piastra si tiene conto delle imbottiture necessarie a compensare la differenza di spessore tra l'alloggiamento del capocorda a forcella e lo spessore della piastra di ancoraggio.

Si riportano gli esiti delle verifiche relative agli elementi più sollecitati, realizzate mediante fogli di calcolo creati ad hoc.

RIFOLLAMENTO CONNESSIONE PERNO STRALLO CAMPATA				
Spessore piastra	t=	25	mm	
Spessore imbottitura		25	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y =$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t =$	510	N/mm ²	
Diametro perno	$d_0 =$	70		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed} =$	1,271	kN	
Sforzo resistente	$F_{v,Ed} =$	2,485	kN	
	$F_{v,Ed} / F_{b,Ed} =$	0.51		VERIFICA

RIFOLLAMENTO CONNESSIONE PERNO STRALLO DI RIVA				
Spessore piastra	t=	35	mm	
Spessore imbottitura	t=	55	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y =$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t =$	510	N/mm ²	
Diametro perno	$d_0 =$	100		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed} =$	4,167	kN	
Sforzo resistente	$F_{v,Ed} =$	7,354	kN	
Tensione ideale	$F_{v,Ed} / F_{b,Ed} =$	0.57		VERIFICA

La verifica è soddisfatta.

Verifiche di resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio

Affinché sia possibile sostituire uno dei cavi durante la vita utile del ponte, è necessario limitare la sollecitazione di taglio sul perno e di compressione sul contorno del foro. Non si considerano agenti momenti flettenti sul perno vista la presenza delle imbottiture che ne impediscono la flessione. Il carico massimo sugli stralli di riva e di campata è calcolato alla combinazione di esercizio (SLE) quasi permanente.

Si riporta l'espressione descritta al §4.2.8.1.2 del D.M.14/01/2008 per la valutazione della resistenza a rifollamento in caso di esercizio:

$$F_{b,Rd,es} = 0.6 \cdot d \cdot t \cdot f_{yk} / \gamma_{M6,serv}$$

Dove:

- d diametro del perno;
- f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio;
- t spessore della piastra di collegamento;
- $\gamma_{M6,serv}$ coefficiente di sicurezza (=1.00).

RIFOLLAMENTO CONNESSIONE PERNO IN ESERCIZIO STRALLO CAMPATA				
Spessore piastra	t=	20	mm	
Spessore imbottitura		25	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y=$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t=$	510	N/mm ²	
Diametro perno	$d_0=$	70		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed}=$	275	kN	
Sforzo resistente	$F_{v,Ed}=$	1,044	kN	
	$F_{v,Ed} / F_{b,Ed} =$	0.26		VERIFICA

RIFOLLAMENTO CONNESSIONE PERNO IN ESERCIZIO STRALLO RIVA				
Spessore piastra	t=	35	mm	
Spessore imbottitura		55	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	$f_y=$	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	$f_t=$	510	N/mm ²	
Diametro perno	$d_0=$	100		
Sforzo sollecitante	$F_{v,Ed}=$	984	kN	
Sforzo resistente	$F_{v,Ed}=$	3,089	kN	
	$F_{v,Ed} / F_{b,Ed} =$	0.32		VERIFICA

La verifica è soddisfatta.

Si valuta anche la tensione di contatto $\sigma_{h,Ed}$ secondo la formula di Hertz, che deve essere inferiore al valore limite:

$$f_{h,Ed} = 2.5 \frac{f_{yk}}{\gamma_{M6,serv}} = 887.5 \text{ N/mm}^2$$

Dove:

- f_{yk} tensione di snervamento dell'acciaio;
- $\gamma_{M6,serv}$ coefficiente di sicurezza (=1.00).

Il valore della tensione di contatto si valuta secondo la seguente espressione:

$$\sigma_{h,Ed} = 0.591 \sqrt{\frac{E \cdot F_{Ed,serv} (d_0 - d)}{d^2 \cdot t}}$$

Dove:

- d diametro del perno;
- d_0 diametro del foro di alloggiamento;
- $F_{Ed,serv}$ tensione di snervamento dell'acciaio;
- t spessore della piastra di collegamento;

TENSIONE DI CONTATTO PIASTRA PER STRALLI DI CAMPATA				
Spessore piastra	t=	20	mm	
Spessore imbottitura		25	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	f _y =	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	f _t =	510	N/mm ²	
Diametro perno	d =	70	mm	
Diametro foro	d ₀ =	71.5	mm	
Sforzo sollecitante servizio	F _{v,Ed} =	275	kN	
Tensione di contatto	σ _{h,Ed} =	297	N/mm ²	
Tensione limite	f _{h,Ed} =	887.5	N/mm ²	
	σ _{h,Ed} / f _{h,Ed} =	0.33	VERIFICA	
TENSIONE DI CONTATTO PIASTRA PER STRALLI DI RIVA				
Spessore piastra	t=	35	mm	
Spessore imbottitura		55	mm	
Acciaio piastra	S355			
Tensione snervamento	f _y =	355	N/mm ²	
Tensione rottura piastra	f _t =	510	N/mm ²	
Diametro perno	d =	100	mm	
Diametro foro	d ₀ =	101.5	mm	
Sforzo sollecitante servizio	F _{v,Ed} =	984	kN	
Tensione di contatto	σ _{h,Ed} =	273	N/mm ²	
Tensione limite	f _{h,Ed} =	887.5	N/mm ²	
	σ _{h,Ed} / f _{h,Ed} =	0.31	VERIFICA	

11.3. Verifiche di stabilità

Nella progettazione di strutture in acciaio le verifiche di stabilità delle membrature rivestono un ruolo fondamentale, specialmente in casi, come quello in esame, in cui sono presenti elevati sforzi di compressione su alcuni elementi principali.

Tali verifiche devono essere condotte sia a livello globale, valutando la probabilità di avere instabilità dell'antenna fuori del piano degli stralli, sia a livello locale, valutando la possibilità dei singoli elementi di instabilizzarsi, come i controventi o i pannelli d'anima dei cassoni.

11.3.1. Verifiche di stabilità globale

La verifica di stabilità globale come già detto in precedenza riguarda la possibilità che l'antenna raggiunga una forma di instabilità fuori del piano in cui la vincolano gli stralli.

Per analizzare tale comportamento con i carichi accidentali valutati si è fatto ricorso al programma di calcolo SAP2000 v.14.01.

Il procedimento adottato per valutare il fenomeno di instabilità dell'intera struttura è stato quello di condurre una analisi di *buckling* lineare, valutando che per le sollecitazioni relative allo SLU, l'antenna non inizi ad avere un comportamento che si discosta dalla condizione di linearità.

Il programma di calcolo SAP2000 consente di affrontare direttamente un'analisi di questo tipo, ma si limita al caso lineare, il quale consente di determinare facilmente il moltiplicatore dei carichi tale da portare all'instabilità dell'intera struttura, ma non esclude completamente ogni possibilità riguardo a questo fenomeno.

A causa delle inevitabili imperfezioni presenti nella struttura reale la curva di buckling teorica non segue perfettamente quella reale, ma se ne discosta tanto quanto sono importanti le imperfezioni, il moltiplicatore di collasso determinato in modo teorico è dunque maggiore di quello reale.

Nel caso in esame si è ritenuto necessario per il calcolo del moltiplicatore di collasso prendere in considerazione le deformazioni della struttura sotto l'azione dei carichi accidentali e dei pesi propri dovuti alla folla distribuiti su tutta la superficie dell'impalcato, definendo per mezzo del programma di calcolo un'analisi non lineare "P- δ con grandi spostamenti".

Si riporta la prima forma di buckling per la condizione di carico descritta in precedenza.

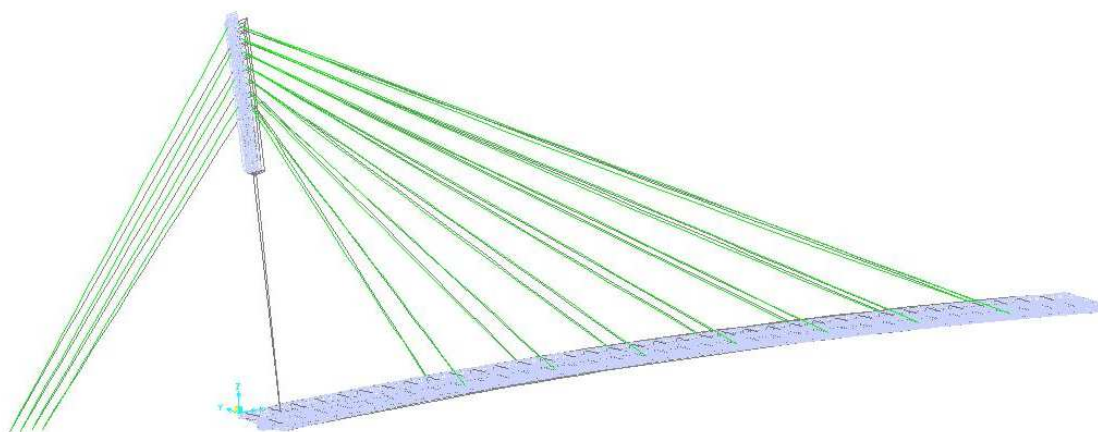


Figura 11.30 - Prima forma di buckling per combinazione SLU

Con i carichi ripartiti su tutta la superficie dell'impalcato si ottiene un *fattore di buckling* λ pari a 5.78.

Si ritiene dunque che i fenomeni di instabilità globale non pregiudichino la stabilità del ponte essendo lontani dal valore dei carichi agenti sulla struttura.

11.3.2. Verifiche di stabilità dei pannelli

Estrapolando i dati relativi alle tensioni normali agenti sugli elementi “shell” relativi ai pannelli in acciaio irrigiditi e non, si nota come i pannelli superiori e inferiori siano sollecitati prevalentemente da sforzi di trazione o compressione, mentre i pannelli d’anima o verticali siano sollecitati oltre che dalla compressione anche da notevoli sollecitazioni di taglio.

E’ necessario dunque valutare la sicurezza di tali elementi nei confronti dell’instabilità per imbozzamento, tipica degli elementi a lastra.

Per quanto riguarda le verifiche degli elementi strutturali in parete sottile si effettuano delle verifiche relative ai possibili fenomeni di instabilità locale, facendo riferimento al procedimento indicato nella norma UNI-EN 1993-1-5 (Eurocodice 5 “progettazione delle strutture in acciaio” parte 1-5 “elementi a lastra”).

Stabilità dei pannelli soggetti a compressione

Per i pannelli soggetti solo a compressione la norma prevede che venga rispettata, affinché la verifica sia soddisfatta la seguente espressione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- N_{Ed} *sforzo di compressione agente allo SLU più gravoso;*
- $N_{b,Rd}$ *sforzo normale resistente ridotto;*

Lo sforzo normale ridotto per i fenomeni di instabilità può essere così calcolato:

$$N_{b,Rd} = A_{c,eff} \cdot f_{yd}$$

Dove:

- $A_{c,eff}$ *area efficace del pannello;;*
- f_{yd} *resistenza allo snervamento di progetto dell’acciaio;*

Per pannelli dotati di irrigidimenti longitudinali (nervature) l’area efficace può essere così calcolata:

$$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} t$$

Con $A_{c,eff,loc}$ si indica l'area della sezione di tuttigli irrigiditori e dei sottopannelli che sono totalmente o parzialmente in zona compressa ad eccezione delle parti effettivamente supportate da un elemento piastra adiacente di larghezza pari a $b_{edge,eff}$.

I valori indicati nell'espressione sono esplicitati dal disegno sottostante.

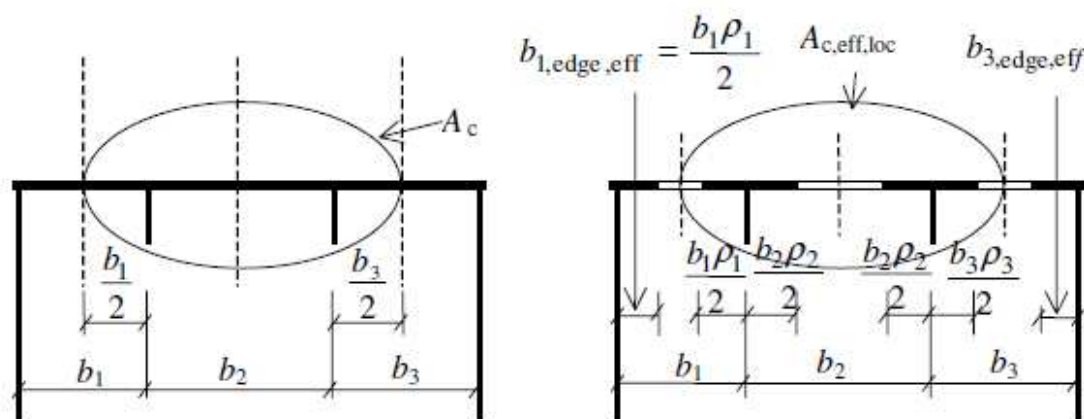


Figura 11.31 - Calcolo dell'area effettiva per piastre soggette a compressione

Si calcola:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum b_{c,loc} \rho_{loc} t$$

Dove:

- $A_{sl,eff}$ somma delle sezioni effettive in zona compressa;
- $b_{c,loc}$ larghezza della parte compressa di ogni sottopannello;
- ρ_{loc} fattore di riduzione per ogni sottopannello;
- t spessore del sottopannello.

Per i valori dei coefficienti e per i loro metodi di determinazione si rimanda al paragrafo 4.5.1 dell'EC3 parte 1-5.

Al §4.5.2 dell'EC3 parte 1-5 si definisce la snellezza della piastra equivalente con la seguente espressione:

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\beta_{a,c} f_y}{\sigma_{cr,p}}}$$

Dove:

- $\beta_{a,c} = A_{c,eff,loc}/A_c$ Coefficiente che tiene conto del rapporto tra area effettiva e area totale;
- $\sigma_{cr,p}$ tensione critica della piastra relativa ai fenomeni di instabilità, valutata secondo le prescrizioni dell' ANNESSO A dell' EC3 parte 1-5, come piastra ortotropa equivalente.

Calcolo della tensione ridotta per instabilità della piastra ortotropa equivalente come prescritto da ANNESSO A EC3 parte 1-5:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \sigma_E$$

Il valore della tensione critica per la teoria elastica di stabilità delle lastre è uguale a :

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E t^2}{12(1-\nu^2)b^2} = 190000 \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad \text{in [MPa]}$$

Il coefficiente di instabilità in accordo con la teoria delle piastre ortotrope con irrigidimenti longitudinali può essere così calcolato:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left((1 + \alpha^2)^2 + \gamma - 1 \right)}{\alpha^2 (\psi + 1) (1 + \delta)} \quad \text{if } \alpha \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4(1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1) (1 + \delta)} \quad \text{if } \alpha > \sqrt[4]{\gamma}$$

Per il significato dei coefficienti si rimanda integralmente al testo dell'EC3 già precedentemente citato. Per il loro valore numerico si rimanda alle successive tabelle dove si riportano i risultati del calcolo.

Verifica dei pannelli soggetti a compressione

Per la geometria dei vari elementi si ritiene che gli elementi strutturali nei quali sia possibile il verificarsi dei fenomeni di instabilità per compressione sono:

- Pannello superiore del cassone centrale
- Pannello inferiore del cassone centrale

Pannello superiore

Si riportano le tensioni di compressione relative alla zona più sollecitata del pannello superiore del cassone centrale estratta dal programma di calcolo SAP2000.

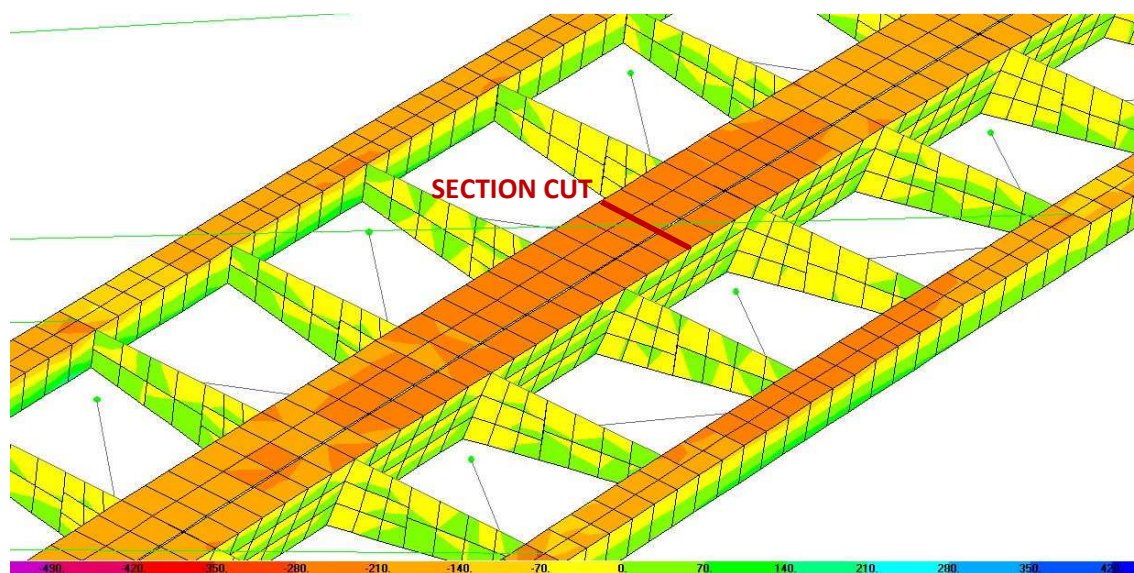


Figura 11.32 - Stato tensionale in direzione longitudinale del pannello superiore del cassone centrale

Effettuando una sezione (SECTION CUT) nel punto indicato in figura otteniamo che la forza di compressione sollecitante la piastra è pari a:

$$N_{Ed,max} = 4820 \text{ kN}$$

Applicando le espressioni descritte sopra si determina la $N_{b,Rd}$.

DATI MATERIALE				
Materiale	Acciaio	S355		
resistenza snervamento	f_{yd}	338.10	N/mm ²	
Modulo elastico	E	210000.00	N/mm ²	
DIMENSIONI PIASTRA				
lunghezza	a	200	cm	
Larghezza	b	100	cm	
spessore	t	2	cm	
Lunghezza flangia esterna	l	0	cm	
DIMENSIONI IRRIGIDITORI				
Area irrigiditori	A_{sl}	10	cm ²	
Numero irrigiditori	n	2		
Lunghezza di influenza irrigiditore	b_{ls}	30	cm	

STABILITA' LASTRE PIANE CON IRRIGIDIMENTI EC 3 parte 1-5 §4.5				
$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} * t$				
dove				
$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum \rho_{loc} b_{c,loc} * t$				
coefficiente	ϵ	0.834		
Coeff $k\sigma$ piastre interne	$k\sigma$	4		
Coeff $k\sigma$ piastre esterne	$k\sigma$	0.43		
COEFFICIENTI DI INSTABILITA' PANNELLO				
Coefficiente di instabilità pias.int	λ_p	0.317	> 0.673	
Fattore di riduzione locale	ρ_{loc}	1		
Area ridotta piastra interna	$A_{c,eff,loc,int}$	200	cm ²	
Coefficiente di instabilità pias.int	λ_p	0.966	> 0.673	
Fattore di riduzione locale	ρ_{loc}	0.834		
Area ridotta piastra esterna	$A_{c,eff,loc,est}$	0.000	cm ²	
Area totale ridotta interna	$A_{c,eff,loc}$	220	cm ²	
Area totale lorda	A_c	220	cm ²	
Coefficiente riduzione area	β_{ac}	1.000		

TENSIONE CRITICA PIASTRA (STABILITA') EC3 PARTE 1-5 ANNESSO A.1				
Momento inerzia irrigiditore	I_{sl}	281	cm ⁴	
momento inerzia piastra	I_p	73	cm ⁴	(=b*t ³ /12(1-v ²))
Area irrigiditore	A_{sl}	10	cm ⁴	
numero irrigiditori	n_{sl}	2		
Sommatoria area irrigiditori	$\sum A_{sl}$	20		
Area piastra	A_p	200		(=b*t)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	α	2.000		(= a/b)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	γ	3.839		(=isl/lp)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	δ	0.1		(=ΣAsl/Ap)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	ψ	1		(=σ1/σ2)
Controllo formula	$\sqrt[4]{\gamma}$	1.40		(=4√γ)
Valore di $k\sigma$	$k\sigma$	6.33		
Tensione critica elastica	$\sigma_{cr,0}$	76.00	N/mm ²	
Tensioni critica corretta piastra	$\sigma_{cr,p}$	480.86	N/mm ²	
Coefficiente instabilità piastra irrigidita	λ_p	0.84		
Fattore di riduzione	ρ_c	0.88		
Area resistente a compressione	A_{eff}	193.53	cm ²	
CONDIZIONE DI VERIFICA				
Sforzo normale sollecitante	$N_{ed} =$	4820	kN	
Sforzo normale resistente	$N_{b,Rd} =$	6232	kN	
	$N_{ed} / N_{b,Rd} =$	0.773	VERIFICA	

Pannello inferiore

Si riportano le tensioni di compressione relative alla zona più sollecitata del pannello superiore del cassone centrale estratta dal programma di calcolo SAP2000.

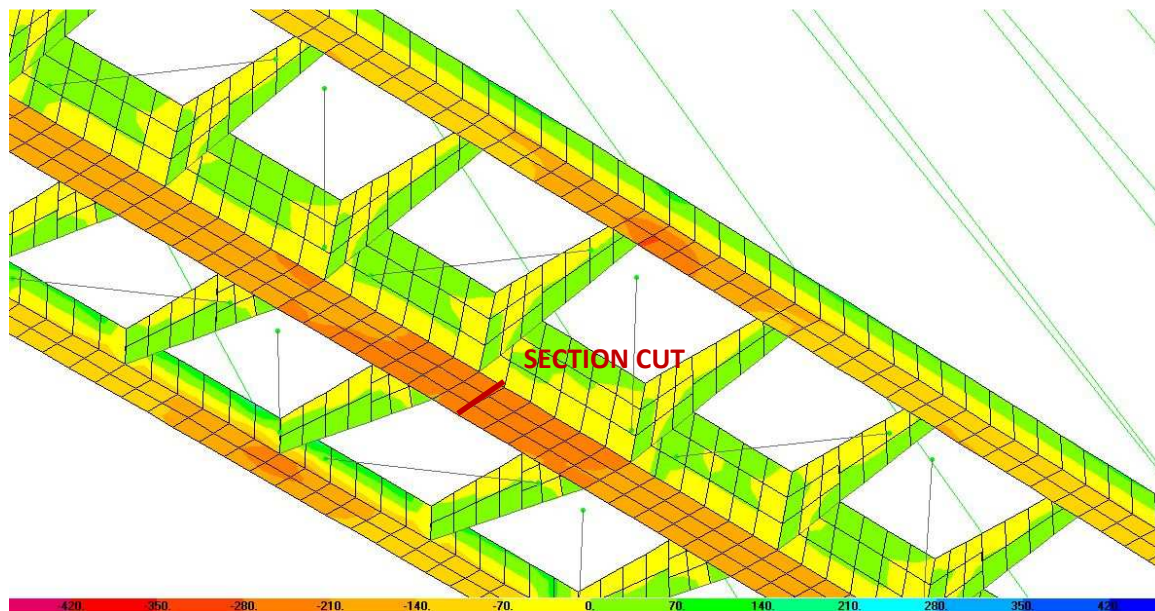


Figura 11.33 -Stato tensionale in direzione longitudinale del pannello superiore del cassone centrale.

Effettuando una sezione (SECTION CUT) nel punto indicato in figura otteniamo che la forza di compressione sollecitante la piastra è pari a:

$$N_{Ed,max} = 1663 \text{ kN}$$

Applicando le espressioni descritte sopra si determina la $N_{b,Rd}$.

DATI MATERIALE				
Materiale	Acciaio	S355		
resistenza snervamento	f _{yd}	338.10	N/mm ²	
Modulo elastico	E	210000.00	N/mm ²	
DIMENSIONI PIASTRA				
lunghezza	a	200	cm	
Larghezza	b	600	cm	
spessore	t	1.2	cm	
Lunghezza flangia esterna	l	0	cm	
DIMENSIONI IRRIGIDITORI				
Area irrigiditori	A _{sl}	10	cm ²	
Numero irrigiditori	n	2		
Lunghezza di influenza irrigiditore	b _{ls}	20	cm	

STABILITA' LASTRE PIANE CON IRRIGIDIMENTI EC 3 parte 1-5 §4.5				
$A_{c,eff} = \rho_c A_{c,eff,loc} + \sum b_{edge,eff} * t$				
dove				
$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum \rho_{loc} b_{c,loc} * t$				
coefficiente	ϵ	0.834		
Coeff $k\sigma$ piastre interne	$k\sigma$	4		
Coeff $k\sigma$ piastre esterne	$k\sigma$	0.43		
COEFFICIENTI DI INSTABILITA' PANNELLO				
Coefficiente di instabilità pias.int	λ_p	0.352	> 0.673	
Fattore di riduzione locale	ρ_{loc}	1		
Area ridotta piastra interna	$A_{c,eff,loc,int}$	720	cm ²	
Coefficiente di instabilità pias.int	λ_p	1.073	> 0.673	
Fattore di riduzione locale	ρ_{loc}	0.768		
Area ridotta piastra esterna	$A_{c,eff,loc,est}$	0.000	cm ²	
Area totale ridotta interna	$A_{c,eff,loc}$	740	cm ²	
Area totale lorda	A_c	740	cm ²	
Coefficiente riduzione area	β_{ac}	1.000		

TENSIONE CRITICA PIASTRA (STABILITA') EC3 PARTE 1-5 ANNESSO A.1				
Momento inerzia irrigiditore	I_{sl}	281	cm ⁴	
momento inerzia piastra	I_p	95	cm ⁴	(=b*t ³ /12(1-v ²))
Area irrigiditore	A_{sl}	10	cm ⁴	
numero irrigiditori	n_{sl}	2		
Sommatoria area irrigiditori	$\sum A_{sl}$	20		
Area piastra	A_p	720		(=b*t)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	α	0.333		(= a/b)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	γ	2.962		(=isl/lp)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	δ	0.0278		(= $\sum A_{sl}/A_p$)
Coefficienti per il calcolo $k\sigma$	ψ	1		(= σ_1/σ_2)
Controllo formula	$\sqrt[4]{\gamma}$	1.31		(=4 $\sqrt{\gamma}$)
Valore di $k\sigma$	$k\sigma$	27.99		
Tensione critica elastica	$\sigma_{cr,0}$	0.76	N/mm ²	
Tensioni critica corretta piastra	$\sigma_{cr,p}$	21.28	N/mm ²	
Coefficiente instabilità piastra irrigidita	λ_p	3.99		
Fattore di riduzione	ρ_c	0.24		
Area resistente a compressione	A_{eff}	175.39	cm ²	
CONDIZIONE DI VERIFICA				
Sforzo normale sollecitante	$N_{ed} =$	1663	kN	
Sforzo normale resistente	$N_{b,Rd} =$	5647	kN	
	$N_{ed} / N_{b,Rd} =$	0.294		VERIFICA

Stabilità dei pannelli soggetti a taglio

I pannelli d'anima soggetti ad azioni taglianti devono essere verificati nei confronti dei fenomeni di instabilità per taglio quando il rapporto tra altezza del pannello e spessore dello stesso super il valore limite di:

- $\frac{h_w}{t} = \frac{72}{\eta} \varepsilon$ nel caso di pannelli non irrigiditi;
- $\frac{h_w}{t} = \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$ nel caso di pannelli irrigiditi.

Dove:

- h_w altezza pannello d'anima;
- t spessore pannello d'anima;
- $\eta = 1.20$;
- $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$
- k_τ coefficiente minimo di instabilità per taglio;

Nel caso in cui tali limiti siano superati è necessario procedere alla verifica utilizzando l'espressione riportata al §5.2 EC3 parte 1-5:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

Dove:

- V_{Ed} sforzo tagliante alla combinazione SLU più gravosa;
- $V_{b,Rd}$ sforzo tagliante resistente.

Lo sforzo tagliante resistente può essere calcolato con la seguente espressione:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd}$$

I due addendi si riferiscono ai contributi rispettivi di anima e flange, il secondo a favore di sicurezza può essere trascurato, si calcola dunque il solo contributo della resistenza delle anime:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_v f_{yw} h_w t}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$$

Dove:

- h_w altezza pannello d'anima;
- t spessore pannello d'anima;
- χ_v coefficiente di instabilità per taglio;
- f_{yw} resistenza allo snervamento pannello;

Il coefficiente di instabilità per taglio è ricavabile dalla tabella sottostante:

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

La snellezza può essere calcolata con le seguenti espressioni:

- $\lambda_w = \frac{h_{wi}}{37,4 t \varepsilon \sqrt{k_{ti}}}$ per pannelli irrigiditi longitudinalmente e trasversalmente;
- $\lambda_w = 0,76 \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}}$ per pannelli non irrigiditi

k_{ti} , τ_{cr} sono stati valutati come prescritto nell'ANNESSE A.3 dell'EC3 parte 1-5.

Verifica dei pannelli soggetti a taglio

Per la geometria dei vari elementi si ritiene che gli elementi strutturali nei quali sia possibile il verificarsi dei fenomeni di instabilità per taglio sono:

- Pannelli laterali del cassone centrale
- Pannelli d'anima del corrente laterale

Pannelli laterali del cassone centrale

DATI MATERIALE				
Materiale	Acciaio	S355		
resistenza snervamento	f _{yd}	355		
Modulo elastico	E	210000	N/mm ²	
Coefficiente	ε	0.813617		(=√235/f _y)
DIMENSIONI PIASTRA				
lunghezza travata	l	72	m	
lunghezza pannello	a	200	cm	
altezza	h _w	82.5	cm	
spessore	t	1.2	cm	
Rapporto altezza-spessore	h/t	68.75		(=h _w /t)
TIPO DI VERIFICA				
anime non irrigidite	(=72 ε/η)	48.8	INSTABILITA' PER TAGLIO	
anime con irrigiditori trasversali	(=31 ε √kt/η)	48.6	INSTABILITA' PER TAGLIO	

E' necessaria la verifica di instabilità.

Si riportano le tensioni di compressione relative alla zona più sollecitata del pannello superiore del cassone centrale estratta dal programma di calcolo SAP2000.

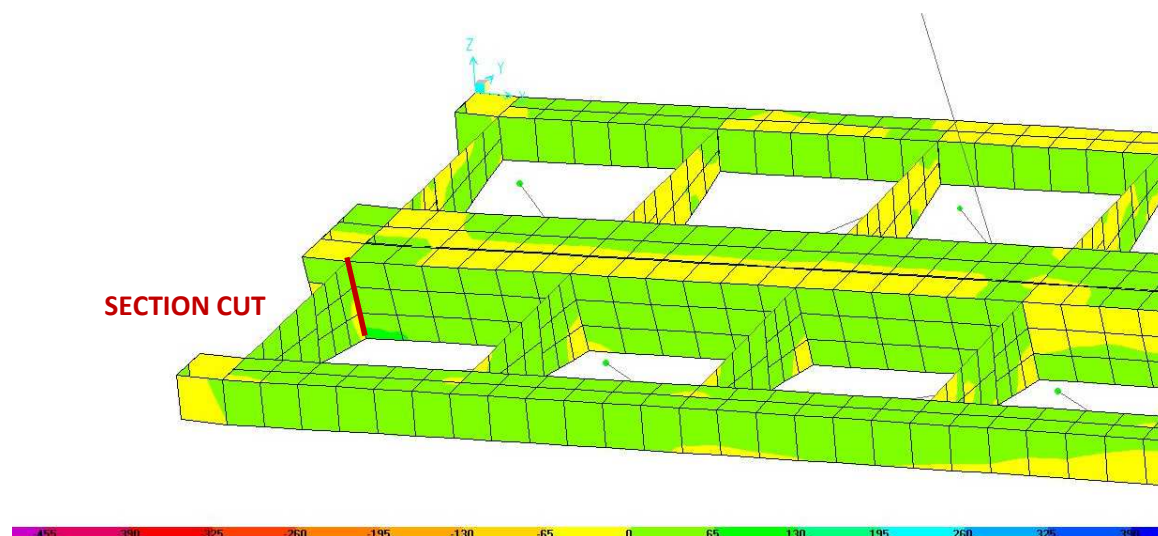


Figura 11.34 –Linea di sezione per analisi sollecitazioni pannello laterale.

Effettuando una sezione (SECTION CUT) nel punto indicato in figura otteniamo che la forza di taglio sollecitante il pannello è pari a:

$$V_{Ed,max} = 418 \text{ kN}$$

Applicando le espressioni descritte sopra si determina la $V_{b,Rd}$.

DIMENSIONI IRRIGIDITORI				
Area irrigiditori	Asl	10	cm ²	
Numero irrigiditori	n	1		
Lunghezza di influenza irrigiditore	bls	42	cm	
VERIFICA INSTABILITA' TAGLIO EC 3 parte 1-5 §5				
CON IRRIGIDIMENTI TRASVERSALI				
Rapporto luce su altezza anima	(=a/hw)	87.273	> 1	
Coefficiente di instabilità a taglio	kt	5.341		
Snellezza equivalente anima	λw	0.978		
Fattore di riduzione per taglio	χw	0.849	RIGA 2	Tab. χw
CON IRRIGIDIMENTI LONGITUDINALI				
altezza massima sotto-pannello	hwi	42	cm	
Momento inerzia irrigiditore	Isl	281.25	cm ⁴	
Coeff. di instabilità a taglio irrig.	ktsl	10.440	>	2.634
Coefficiente instabilità taglio	kt	15.780		
Snellezza equivalente anima	λw	0.290	<0,83/η	0.6917
Fattore di riduzione per taglio	χw	1.2	(=η)	
CONDIZIONE DI VERIFICA				
Taglio Sollecitante	V _{ed} =	418	kN	
Resistenza a taglio	V _{b,Rd} =	2319	kN	
	N _{ed} /N _{b,Rd} =	0.180	VERIFICA	

Pannelli d'anima dei correnti laterali

DATI MATERIALE				
Materiale	Acciaio	S355		
resistenza snervamento	f_{yd}	355		
Modulo elastico	E	210000	N/mm ²	
Coefficiente	ϵ	0.813617		($=\sqrt{235/f_y}$)
DIMENSIONI PIASTRA				
lunghezza travata	l	72	m	
lunghezza pannello	a	200	cm	
altezza	hw	30	cm	
spessore	t	1.35	cm	
Rapporto altezza-spessore	h/t	22.22		($=hw/t$)
TIPO DI VERIFICA				
anime non irrigidite	($=72 \epsilon/\eta$)	48.8	VERIFICA TAGLIO SEMPLICE	
anime con irrigiditori trasversali	($=31 \epsilon \sqrt{kt}/\eta$)	48.6	VERIFICA TAGLIO SEMPLICE	

Sono sufficienti le verifiche di resistenza già effettuate.

11.3.3. Verifiche di deformabilità

Per la verifica di deformabilità del ponte si controlla lo spostamento verticale massimo dei punti dell'impalcato relativo allo stato di ponte scarico e allo stato di ponte caricato secondo schema di carico ottenuto dalle combinazioni rara e quasi permanente.

Si è osservato che le deformazioni massime in termini di abbassamento dell'impalcato si hanno con la folla come azione predominante.

Si riportano gli schemi di carico per le deformazioni massime assiali e trasversali.



Figura 11.35 - Schema di carico per deformazioni massime assiali



Figura 11.36 - Schema di carico per deformazioni massime trasversali

Si riporta un'immagine con indicati i punti per i quali sono stati riportati i dati relativi alle deformazioni in forma tabellare.

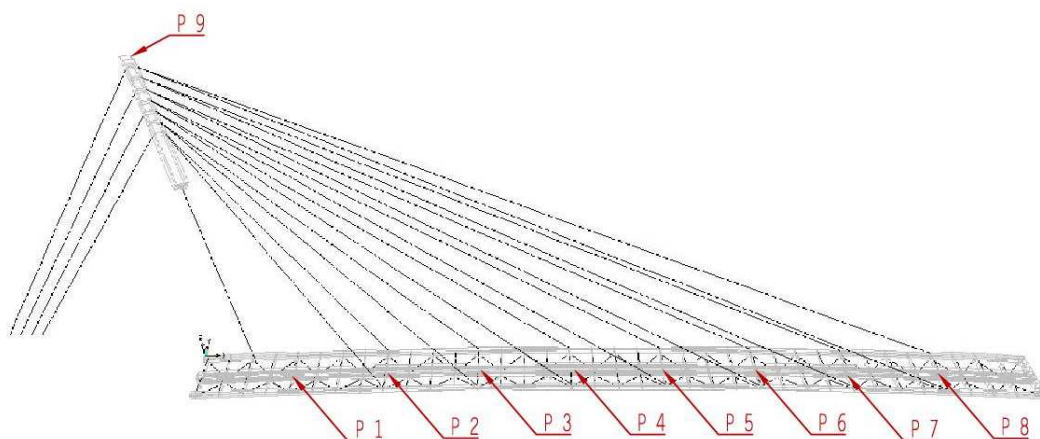


Figura 11.37 - Punti di controllo deformazioni

<i>PUNTO</i>	<i>STATO INDEFORMATO</i>	<i>PP + PRETIRO ΔZ in mm</i>	<i>SLE QP ΔZ in mm</i>	<i>SLE RARA ΔZ in mm</i>	<i>SLE RARA DIFF. ΔZ in mm</i>
1	0	-8	-13	-63	10
2	0	1	0	-52	14
3	0	8	13	-46	10
4	0	12	19	-74	22
5	0	12	17	-124	30
6	0	6	10	-178	30
7	0	-1	-2	-198	22
8	0	-4	-7	-119	13
9 (X)	0	-2	-4	40	25
9 (Y)	0	-2	-3	22	35

Per la combinazione di carico rara si ha un abbassamento massimo pari a:

$$\Delta_{z,rara} = -198mm$$

$$\Delta_{z,rara}/L = 1/363$$

L'abbassamento differenziale è pari a:

$$\Delta_{diff,rara} = 30 mm$$

$$\Delta_{diff,rara}/L_t = 1/166$$

Per la combinazione di carico quasi permanente si ha un abbassamento massimo pari a:

$$\Delta_{z,qp} = -19mm$$

$$\Delta_{z,rara}/L = 1/3789$$

La verifica si può ritenere soddisfatta.

Si precisa inoltre che la combinazione di carico rara prevede un carico folla con coefficiente unitario pari a 5kN/m² che corrisponde circa a 6 persone a m². Considerando la superficie del ponte pari a 72.00mx4.00m si avrebbe una presenza contemporanea di persone pari a 1728 unità, evenienza piuttosto improbabile data l'ubicazione del ponte e il suo utilizzo.

Si riportano di seguito due illustrazioni che mostrano l'andamento delle deformate del ponte amplificate di un fattore di scala pari a 5.

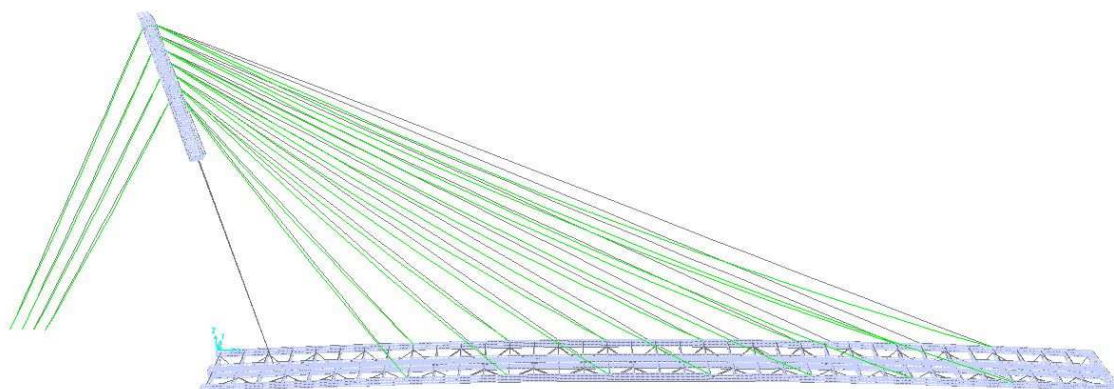


Figura 11.38 - Deformazione per il Peso Proprio (SF.5)

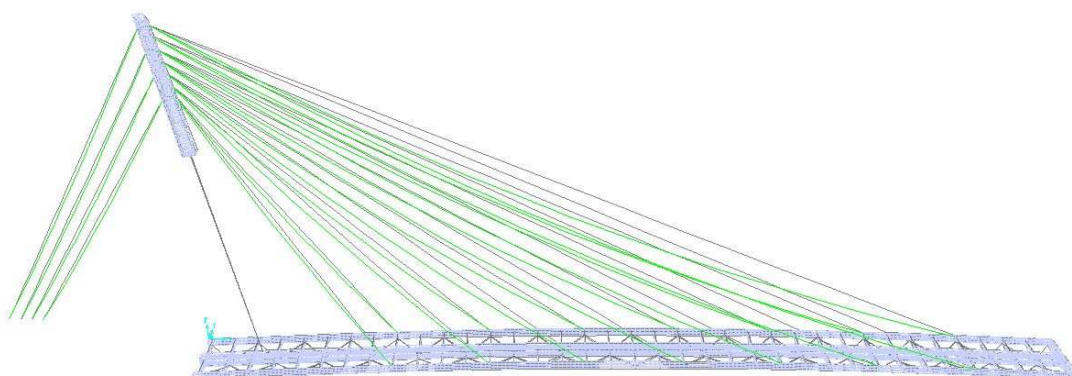


Figura 11.39 - - Deformazione per la combinazione quasi permanente (SF.5)

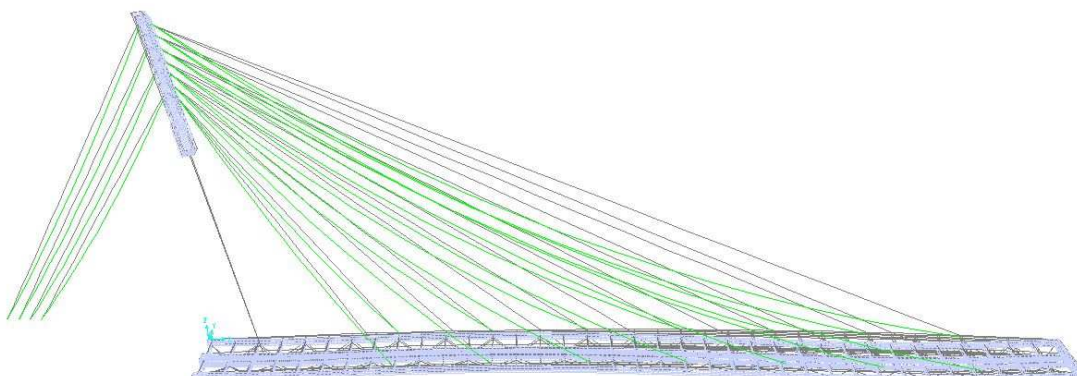


Figura 11.40 - - Deformazione per la combinazione rara (SF.5)

CAPITOLO 12 - VERIFICHE DELLA SOTTOSTRUTTURA

La sottostruttura del ponte in esame è composta da più elementi le cui caratteristiche e capacità resistive saranno indagate singolarmente, in funzioni delle azioni di progetto cui sono sottoposti.

Possiamo distinguere tali elementi in:

- spalla sinistra (lato antenna);
- spalla destra (lato opposto all'antenna);
- fondazione antenna;
- ancoraggio stralli di riva.

Si riportano a seguito le verifiche effettuate sulle strutture di sostegno di impalcato e antenna, sulle opere fondali superficiali e profonde con riferimento ai dati geologici reperibili nel bando di gara fornito dal Comune di Grosseto.

12.1. Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione

Le indagini geologiche svolte a supporto della progettazione preliminare per l'esecuzione del bando di gara per l'attraversamento del Fiume Ombrone, consistono in:

- 2 prove penetrometriche statiche (tipo Gouda 200kN di spinta con punta meccanica Begemann);
- 2 sondaggi a rotazione con carotaggio continuo.

12.1.1. Geologia e geomorfologia generale

Per un intorno geologicamente e geomorfologicamente significativo dell'area in esame non sussistono forme geomorfologiche legate a manifestazioni gravitative, fenomeni d'instabilità in atto quali frane attive, elementi di subsidenza generalizzati, erosione accelerata, ruscellamento concentrato, creep non drenati e quindi la zona stessa risulta stabile.

Nell'area di progetto si riscontra un'unità stratigrafica composta da sedimenti alluvionali attuali e recenti di epoca Quaternaria. Si tratta di sedimenti limoso sabbiosi-argillosi ed argilloso limosi, costituenti la fascia di deposizione attuale del "Fiume Ombrone", in parte controllata dalle arginature; l'unità sopra descritta è da riferire al Quaternario recente attuale. In particolare

nell'area in studio, con delle differenze litologicostratigrafiche e geotecniche, talora marcate entro i primi -16.0 metri dal p.c., fra la sponda sinistra (lato "Alberese") e la sponda destra (lato "Grosseto"), affiora una successione stratigrafica costituita, in ordine crescente di presenza di materiali granulari, da alternanze di argille, argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi debolmente argillosi, sabbie limose, sabbie limose con livelli di sabbie e ghiaie, sabbie e ghiaie.

12.1.2. Idrologia generale

Le unità idrogeologiche presenti nella zona, caratterizzate dalla capacità di contenere (porosità) e di far defluire (permeabilità e trasmissività) l'acqua, vengono generalmente classificate a seconda che le proprietà idrauliche sopradette siano dovute ai caratteri primari propri della roccia o che derivino da azioni meccaniche successive alla sua formazione; si parla dunque di porosità e permeabilità primaria o secondaria. Secondo questa assunzione e tenendo inoltre conto delle caratteristiche litologiche, tessiturali, dello stato di tettonizzazione, ecc., una formazione si può definire:

- unità a permeabilità primaria;
- unità a permeabilità secondaria;
- unità a permeabilità mista.

La stratigrafia dell'area ricostruita nella zona in esame, ha messo in evidenza la presenza di più unità, a permeabilità primaria, con grado di permeabilità genericamente compreso da irrilevante ad alto, in funzione della crescente presenza di materiali granulari all'interno del sedimento.

Durante l'esecuzione della campagna geognostica eseguita nell'area di progetto, è stata rilevata, la presenza di una falda libera superficiale, la cui piezometrica risulta ubicata a profondità variabile comunque compresa tra - 4.6 metri e -5.6 metri dal p.c..

12.1.3. Indagine diretta dei terreni affioranti

Le indagini preliminari sulle caratteristiche geotecniche del terreno sono state valutate per mezzo di una prova meccanica CPT eseguita fino a -20.00m su entrambe le sponde nell'area dove saranno realizzate le spalle del ponte. I risultati di tali prove sono stati correlati a valori meccanici dei terreni indagati per mezzo di formule empiriche di comprovata validità. Tenuto conto dei risultati delle indagini effettuate è stato possibile suddividere il terreno in tre strati principali sui quali si sono basate alcune scelte progettuali e le verifiche geotecniche delle sottostrutture.

A partire dal piano di campagna (+6.00m s.l.m.m.) si ha uno strato superficiale composto da terreno incoerente dalle scarse caratteristiche meccaniche per una profondità di circa 5.00m.

Al di sotto di tale strato fino ad una profondità di -16.00 dal p.c. si ha un alternanza di strati di terreni coesivi e incoerenti dalle proprietà meccaniche molto scarse sui quali non è possibile tenere conto dal punto di vista geotecnico.

A partire dai -16.00m dal p.c. (-10m s.l.m.m) si ha uno strato di terreno coesivo di buone caratteristiche meccaniche e fino a quota indefinita.

Per tale motivo si è scelto di adoperare un sistema fondale che utilizzi dei pali di grande diametro i quali permetteranno di by-passare gli strati con le caratteristiche meccaniche più scarse andando a lavorare sull'ultimo strato.

12.1.4. Caratteristiche meccaniche dei terreni

I valori sotto indicati sono stati dedotti dalle prove penetrometriche effettuate in sito sulle due sponde del Fiume Ombrone. Si riporta di seguito una tabella nella quale è evidenziata la stratigrafia utilizzata per il calcolo con le indicazioni delle caratteristiche meccaniche medie valutate per ogni strato.

Caratteristiche meccaniche

STRATO	TIPOLOGIA	q_p [kg/cm ²]	q_l [kg/cm ²]
1	Terreno incoerente	-	-
2	Strati alterni	7	0.5
3	Terreno coesivo	32	1.2

Dove:

- q_p resistenza alla punta;
- q_l resistenza allo scorrimento laterale;

Caratteristiche fisiche

STRATO	SPESSORE [m]	TIPOLOGIA	ϕ	γ [Kg/m ³]	C_u [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]	M_0 [kg/cm ²]
1	5.00	Terreno incoerente	26°	1800	-	36	-
2	11.00	Strati alterni coesivi- incoerenti	0	1800	0.80	-	60
3	indef.	Terreno coesivo	0	1900	1.26	-	122

Dove:

- ϕ frequenza propria del modo considerato;
- γ peso specifico della sostanza solida;
- C_u coesione non drenata;
- M_0 modulo edometrico (condizione non drenata);
- E modulo edometrico (condizione drenata)

12.1.5. Coefficienti di sicurezza per le verifiche geotecniche

Le verifiche strutturali (STR) per gli elementi di fondazione saranno effettuate con le stesse metodologie e le stesse combinazioni di carico riportate al cap.8.

Le verifiche relative al raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con lo sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura saranno effettuate per mezzo del' APPROCCIO 2 (A1+M1+R3) come definito al §6.4.3 delle NTC08.

Nelle tabelle sottostanti si riportano i valori dei coefficienti adottati nella combinazione scelta.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura 12.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Figura 12.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

Si riportano ora le tabelle relative ai coefficienti da applicare ai valori di resistenza delle fondazioni superficiali e profonde come descritte nel cap.6 delle NTC08.

Per le fondazioni superficiali:

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Figura 12.3 - Coefficienti parziali per le verifiche allo SLU di fondazioni superficiali

Per i pali di fondazione soggetti a carichi assiali:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Figura 12.4 - Coefficienti di sicurezza per le verifiche allo SLU di pali caricati assialmente

Per i pali di fondazione soggetti a carichi trasversali:

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Figura 12.5 - Coefficienti di sicurezza per le verifiche allo SLU di pali caricati trasversalmente

12.2. Spalla sinistra – Geometria e azioni agenti

La spalla di sinistra (lato antenna) è un elemento in calcestruzzo armato realizzato in più getti successivi costituita da una zattera di fondazione di 7.25m x 7.00m avente uno spessore di 0.80m. Tale zattera si innesta su 12 pali trivellati di 1.00m di diametro disposti su 3 file da 4 elementi ciascuna lunghi 20.00m.

Il muro frontale ha uno spessore di 0.60m nella parte iniziale e di 0.40m nella parte sommitale (paraghiaia) e ha un'altezza complessiva dall'estradosso della zattera di fondazione di 3.45m.

I muri d'ala il setto centrale hanno lo scopo di contrastare la spinta orizzontale causata dall'impalcato e hanno spessore di 0.40m.

Per il dimensionamento e la verifica della spalla devono essere considerate le seguenti azioni:

- Azione dovuta al peso proprio della spalla;
- Azione dovuta al terreno a tergo della spalla;
- Azione dovuta ai sovraccarichi che insistono sul terrapieno a monte della spalla;
- Azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla stessa;
- Azioni dovute all'attrito dei nei dispositivi di vincolo.

Non avendo carichi da traffico ad esclusione del veicolo di servizio, si ritiene che le azioni provocate da frenamento possano essere trascurate in quanto si suppone che l'utilizzo da parte del veicolo di servizio possa essere considerato un evento eccezionale e che l'ordinaria armatura presente nel paraghiaia possa far fronte a tale evenienza.

Per il calcolo delle sollecitazioni nelle diverse parti della struttura si è fatto ricorso a modelli semplificati di comprovata validità che conducono a risultati a favore di sicurezza.

Si mantiene lo stesso sistema di riferimento degli assi X e Y utilizzata per l'impalcato centrato questa volta nel baricentro geometrico della spalla (in pianta), in alzato si suppone l'asse Z partire dall'intradosso della zattera di fondazione in direzione opposta alla gravità.

12.2.1. Caratteristiche geometriche della spalla e azioni dovute al peso proprio

Per le azioni agenti sulla spalla presa in considerazioni, si fa riferimento alla nomenclatura ed ai valori riportati nelle immagini seguenti.

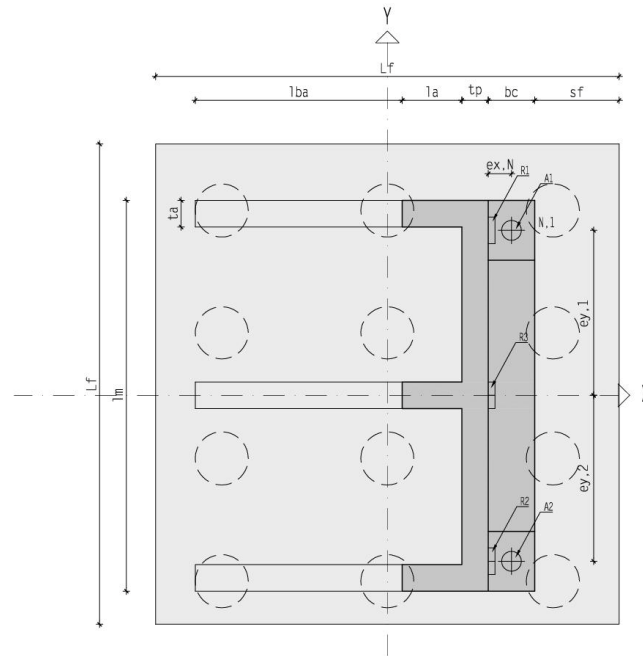


Figura 12.6 Sistema di riferimento adottato per la spalla di sinistra (lato antenna)

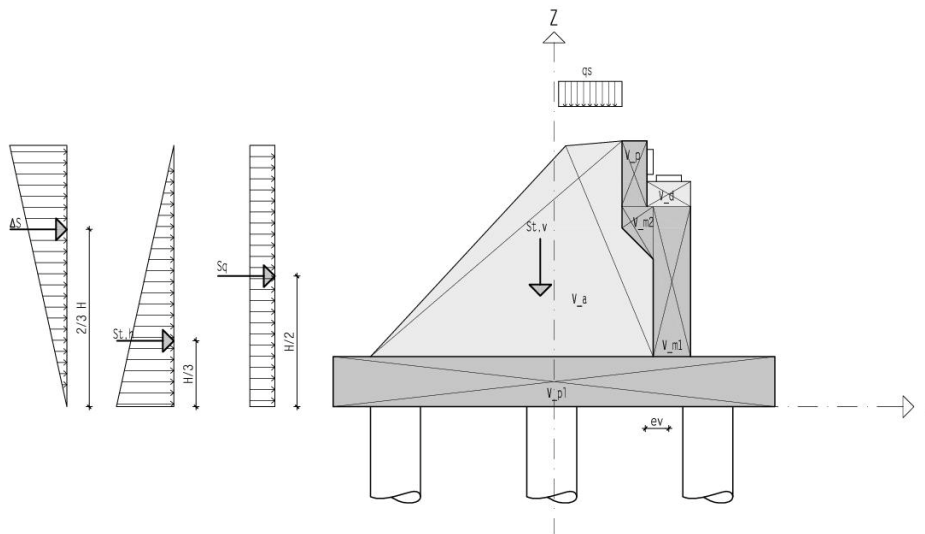


Figura 12.7 - Sezione della spalla con indicazioni sui carichi

In questo capitolo si considereranno positive le rotazioni ed i momenti agenti in verso orario, negativi quelli agenti in verso anti orario. Il peso proprio della spalla genera sulla palificata di fondazione delle sollecitazioni, sforzo normale e momento che si sommano a quelle agenti e derivanti dalla sovrastruttura, per effetto delle eccentricità di disposizione dei volumi rispetto al baricentro stesso della palificata.

Per valutare tali azioni è necessario calcolare i volumi degli elementi che compongono le spalle con le relative distanze baricentriche rispetto all'origine degli assi. I volumi presi in considerazione sono riportati nel paragrafo precedente.

Caratteristiche geometriche della spalla

<i>SIMBOLO</i>	<i>MISURA [mm]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
L_f	7250	Lunghezza platea di fondazione
b_f	7000	Larghezza platea di fondazione
h_f	800	Altezza platea di fondazione
l_m	5900	Lunghezza muro frontale
t_m	600	Spessore muro frontale
h_m	2400	Altezza muro frontale
l_a	1000	Lunghezza muro d'ala
l_{ba}	3125	Lunghezza base muro d'ala
t_a	400	Spessore muro d'ala
l_d	900	Larghezza dado appoggio
h_d	400	Altezza dado appoggio
l_c	3900	Luce centrale muro frontale
b_c	700	Profondità sella di appoggio
h_p	1050	Altezza paraghiaia
t_p	400	Spessore paraghiaia
H	4250	Altezza complessiva

Volumi e baricentri dei singoli elementi

<i>ELEMENTO</i>	<i>VOLUME [m³]</i>	X_g [mm]	Z_g [mm]
V_{a1}	11.154	438	3660
V_p	2.478	1325	3725
V_{m1}	8.496	1925	2000
V_{m2}	0.295	1300	2960
V_{pl}	41.035	0	400
V_d	0.252	1875	3400

Si calcola il volume totale della spalla:

$$V_{tot} = 3 V_a + V_p + V_{m1} + V_{m2} + V_{pl} + 2 V_d = 86.27 \text{ m}^3$$

Le coordinate del baricentro rispetto all'asse Z e all'asse X:

$$X_{g,tot} = \frac{\sum V_i X_i}{V_{tot}} = 413 \text{ mm}$$

$$Z_{g,tot} = \frac{\sum V_i Z_i}{V_{tot}} = 1944 \text{ mm}$$

L'eccentricità del baricentro della spalla rispetto al baricentro dei pali vale:

$$e_{spalla} = 413 \text{ mm}$$

Tale eccentricità provoca un momento dovuto al peso proprio attorno all'asse Y pari a:

$$P_{spalla} = V_{tot} \gamma_{cls} = 2156.75 \text{ kN}$$

$$M_{spalla} = P_{spalla} e_x = 890 \text{ kNm}$$

12.2.2. Azioni dovute al terreno a tergo della spalla

Il terreno di rinfianco posto a tergo della spalla spinge sul paraghiaia, sul muro frontale e sui muri d'ala, esercita inoltre una pressione uniforme in direzione verticale sulla zattera di fondazione. Per il calcolo di tale azione si farà riferimenti all'espressione di Coulomb ed al coefficiente di spinta attiva K_A .

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t H^2 K_A$$

$$K_A = \left(\tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 = 0.390$$

Dove i valori di γ_t e φ sono quelli relativi al primo strato di terreno.

A favore di sicurezza è stato considerato nullo l'attrito muro-terreno.

Si calcola adesso il contributo orizzontale della spinta del terreno $S_{t,H}$ agente sugli elementi verticali:

$$S_{t,H} = 63.40 \text{ kN/m}$$

Tale forza è applicata ad una quota rispetto all'intradosso della fondazione di:

$$z_H = 1417 \text{ mm}$$

Il momento attorno all'asse Y calcolato rispetto al baricentro dei pali di fondazione vale:

$$M_{st,H} = S_{t,H} z_H = 89.81 \text{ kNm/m}$$

Si calcola adesso il contributo verticale della spinta del terreno $S_{t,V}$ agente sulla zattera di fondazione:

$$S_{t,V} = V_{terra} \gamma_{terra} = 2124 \text{ kN}$$

Dove:

- $V_{terra} = 118 \text{ m}^3$ *Volume terreno di riempimento a tergo della spalla;*
- $\gamma_{terra} = 18 \text{ kN/m}^3$ *densità media del terreno di riempimento.;*

Tale forza è applicata ad una distanza rispetto all'asse Z di:

$$x_V = -1150 \text{ mm}$$

Il momento attorno all'asse Y calcolato rispetto al baricentro dei pali di fondazione vale:

$$M_{st,V} = S_{t,V} x_V = -2442 \text{ kNm}$$

12.2.3. Azioni derivanti dai sovraccarichi

Sul terrapieno a monte della spalla è opportuno considerare agente un sovraccarico uniformemente distribuito al fine di tenere conto dei sovraccarichi che durante la vita utile della struttura potrebbero verificarsi, dovuti per esempio ad eventuali mezzi meccanici necessari alla costruzione o alla manutenzione del ponte.

L'intensità di tale sovraccarico può essere stabilita in funzione della categoria stradale, in genere, come possibile reperire in letteratura tecnica, tali sovraccarichi sono nell'ordine di 10-20 kN/m².

Nel nostro caso si farà riferimento ad un sovraccarico di 10kN/m².

Il valore della spinta in direzione orizzontale dovuto al sovraccarico è pari a:

$$S_{q,H} = q_s K_A h = 16.575 \text{ kN/m}$$

Tale forza è applicata ad una quota rispetto all'intradosso della fondazione di:

$$z_{q,H} = 2125 \text{ mm}$$

Il momento attorno all'asse Y calcolato rispetto al baricentro dei pali di fondazione vale:

$$M_{sq,H} = S_{q,H} z_{q,H} = 35.22 \text{ kNm/m}$$

Tale azioni possono essere considerate comprensive dello schema di carico 5 relativo alla condizione di folla compatta, dal momento che il valore del carico per quello schema è pari a 5.00kN/m².

12.2.4. Azioni derivanti dall'impalcato

Considerate le condizioni di vincolo, la spalla più sollecitata risulta essere quella sinistra (lato antenna). Su questa spalla agiscono infatti i carichi verticali dovuti ai pesi proprio e portati dell'impalcato e le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato causate dagli stralli. Si valuteranno le azioni massime ottenute dall'involuppo delle combinazioni statiche (SLU) e sismiche (SLV).

Si riportano di seguito delle raffigurazioni nelle quali è possibile vedere dove sono applicati i carichi.

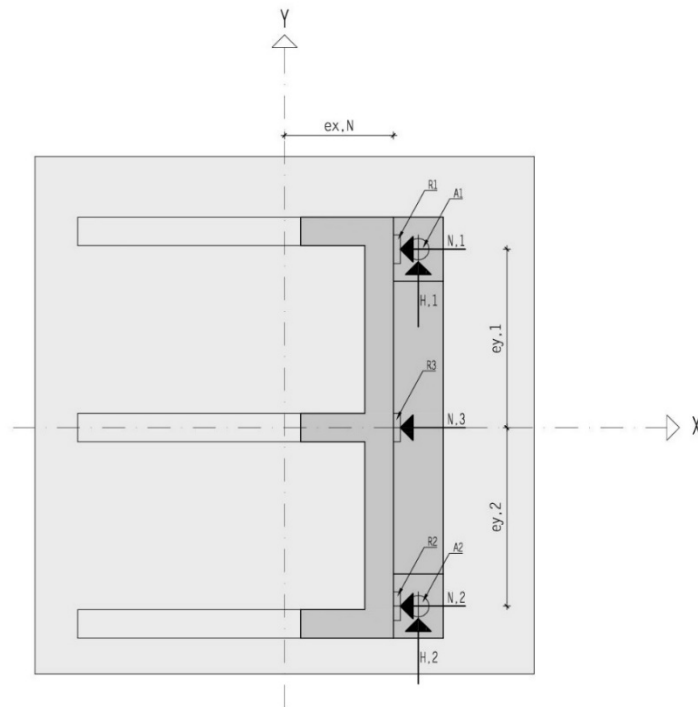


Figura 12.8 - Vista dall'alto della spalla sinistra con indicazioni sui punti di applicazione delle forze

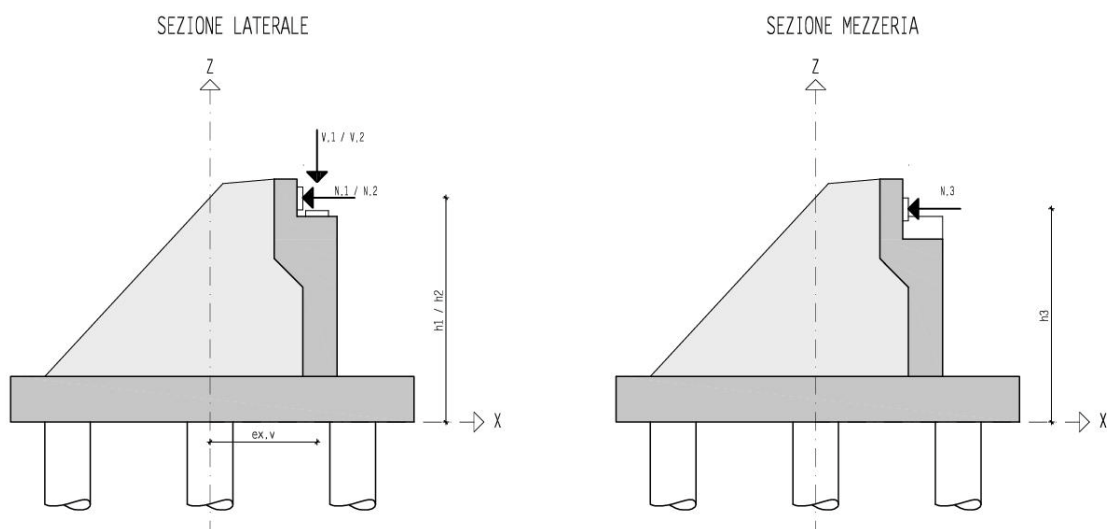


Figura 12.9 - Sezione della spalla sinistra con indicazioni sui punti di applicazione delle forze

Dati geometrici

<i>SIMBOLO</i>	<i>MISURA [mm]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
e_{y1}	2500	<i>Eccentricità appoggio laterale rispetto asse X</i>
e_{y2}	2500	<i>Eccentricità appoggio laterale rispetto asse X</i>
e_{xN}	1875	<i>Eccentricità appoggi verticali rispetto asse Y</i>
h_1	3900	<i>Distanza punto di applicazione dall'intradosso della zattera di fondazione</i>
h_2	3700	<i>Distanza punto di applicazione dall'intradosso della zattera di fondazione</i>
h_3	3900	<i>Distanza punto di applicazione dall'intradosso della zattera di fondazione</i>

Valori delle forze agenti

I valori delle forze agenti sulle fondazioni sono stati ricavati dal codice di calcolo SAP2000 v.14 e sono i valori massimi ottenuti dalle combinazioni SLU e SLV.

In direzione verticale i carichi derivano dai dispositivi di appoggio unidirezionali che offrono un vincolo in direzione Z (direzione verticale) e in direzione Y (direzione trasversale all'asse del ponte).

$$V_{1,MAX} = 770 \text{ kN}$$

$$V_{2,MAX} = 755 \text{ kN}$$

Il carico verticale genera un momento rispetto al baricentro della palificata pari a:

$$M_v = (V_{1,MAX} + V_{2,MAX}) e_{x,N} = 2860 \text{ kNm}$$

In direzione orizzontale parallela all'asse X si hanno dei carichi di intensità pari a:

$$N_{1,MAX} = 3740 \text{ kN}$$

$$N_{2,MAX} = 5600 \text{ kN}$$

$$N_{3,MAX} = 2295 \text{ kN}$$

Il carico orizzontale genera un momento rispetto al baricentro della palificata pari a:

$$M_N = \sum N_{i,MAX} h_i = -44\,256 \text{ kNm}$$

In direzione orizzontale parallela all'asse X si hanno dei carichi di intensità pari a:

$$H_{1,MAX} = 275 \text{ kN}$$

12.2.5. Riassunto delle azioni agenti sulla spalla

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive con i valori delle sollecitazioni agenti sulla spalla calcolate rispetto agli assi di riferimento.

Momento flettente attorno asse Y

AZIONE	VALORE [kNm]	DESCRIZIONE
M_{spalla}	890	Azione dovuta al peso proprio della spalla
$M_{st,H}$	540	Azione dovuta alla spinta del terreno a tergo della spalla
$M_{st,V}$	-2442	Azione dovuta al peso proprio del terreno
$M_{impalcato}$	-44 256	Azione dovuta alle forze trasmesse dall'impalcato
$\sum M_{TOTALE}$	-45 068	

Momento flettente attorno asse X

AZIONE	VALORE [kNm]	DESCRIZIONE
$M_{impalcato}$	-9240	Azione dovuta alle forze trasmesse dall'impalcato
$\sum M_{TOTALE}$	-9240	

Azioni orizzontali in direzione X

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
$S_{q,H}$	100	Azione dovuta al sovraccarico
$S_{t,H}$	380	Azione dovuta alla spinta del terreno a tergo della spalla
$\sum N_i$	-11 635	Azione dovuta alle forze trasmesse dall'impalcato
$\sum H_{TOTALE}$	-11 155	

Azioni orizzontali in direzione Y

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
$\sum H_i$	275	Azione dovuta alle forze trasmesse dall'impalcato
$\sum H_{TOTALE}$	275	

Azioni verticali in direzione Z

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
$S_{p,v}$	2157	Azione dovuta peso proprio della spalla
$S_{t,v}$	2124	Azione dovuta al peso proprio del terreno
$\sum V_i$	1525	Azione dovuta alle forze trasmesse dall'impalcato
$\sum V_{TOTALE}$	5806	

12.3. Spalla sinistra – Verifiche di sicurezza

Le verifiche delle sezioni in calcestruzzo che compongono la spalla, sono state condotte per mezzo del programma di calcolo freeware VCA_SLU o con il metodo tirante puntone facendo riferimento a quanto riportato al cap.4 delle NTC08 (e nella relativa circolare esplicativa) e nell'Eurocodice 2 parte 1.

12.3.1. Verifica del muro frontale e del paraghiaia

Il paraghiaia ha la funzione di contenere il terreno di rinfilo e in questo specifico caso di fare da contrasto all'impalcato per mezzo di appositi apparecchi di contatto.

Tale elemento in genere può essere schematizzato in via cautelativa come una mensola incastrata nel muro frontale, tale approssimazione è da considerarsi a favore di sicurezza in quanto il suo comportamento effettivo è più assimilabile ad una piastra vincolata ai bordi (eccetto quello superiore), nel nostro caso, avendo a che fare con un elemento monolitico tozzo, si è scelto di effettuare una verifica puntone tirante dell'intero complesso, suddividendo le azioni esercitate dall'impalcato secondo aree di influenza valutate cautelativamente.

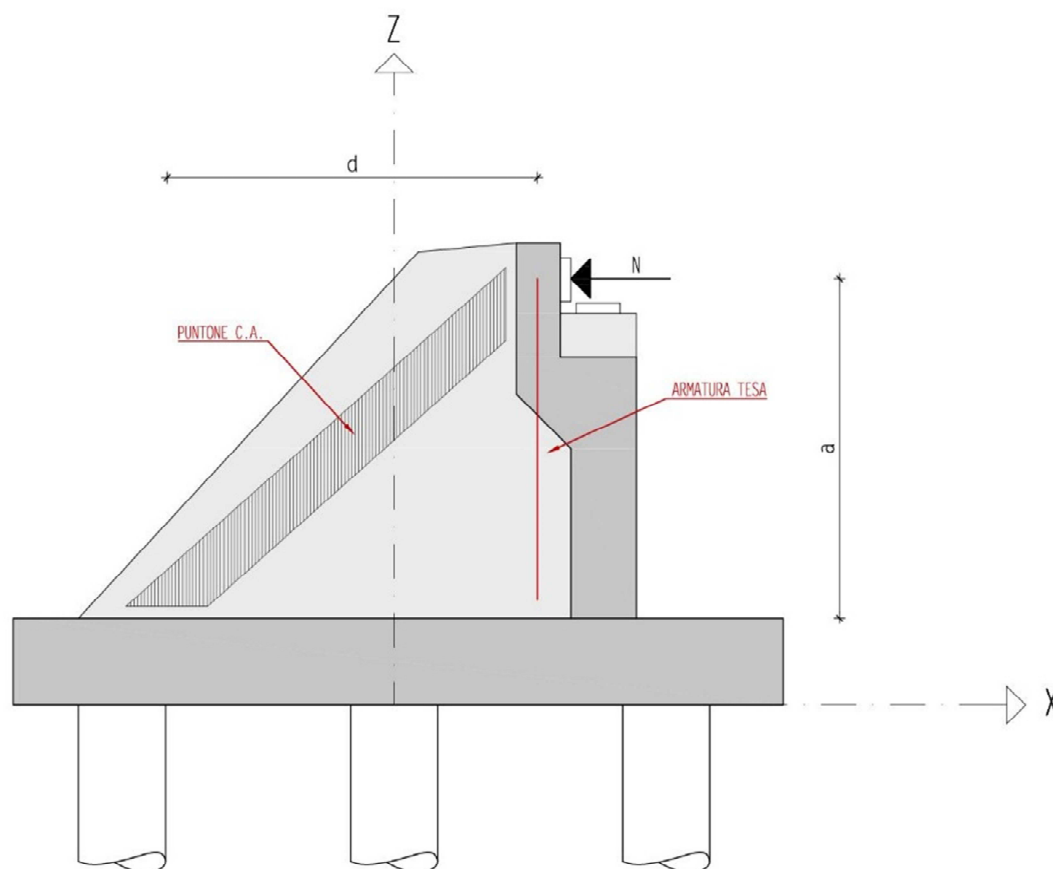


Figura 12.10 – Schema puntone tirante per la spalla

Dettagli armatura

<i>POSIZIONE</i>	<i>COPRIFERRO</i> [mm]	<i>DIAMETRO</i> [mm]	<i>PASSO</i> [mm]
<i>Esterna</i>	45	20	150
<i>Interna</i>	45	20	150

Verifica Puntone Compresso

Si valuta che la resistenza offerta dal puntone di calcestruzzo sia superiore al valore dell'azione di progetto con l'equazione riportata di seguito.

$$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} = 10\,365 \text{ kN} \geq P_{Ed} = 5600 \text{ kN}$$

Con:

- $b = 400 \text{ mm}$ larghezza del puntone compresso;
- $d = 3400 \text{ mm}$ altezza utile del braccio della mensola;
- $f_{cd} = 23.52 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo del calcestruzzo;
- $c = 1.5$ coefficiente per staffature.
- $\lambda = \frac{a}{0.9d} = 0.85$

La verifica è soddisfatta.

Verifica Armatura Tesa

Si valuta che la resistenza offerta dal puntone di calcestruzzo sia superiore al valore dell'azione di progetto con l'equazione riportata di seguito.

$$P_{Rs} = \frac{A_s f_{yd} 1}{\lambda} = 5\,780 \text{ kN} \geq P_{Ed} = 5600 \text{ kN}$$

Considerando una lunghezza di influenza del muro frontale di 3.00m si calcola la quantità di armatura:

$$A_s = 12560 \text{ mm}^2$$

Con:

- $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo delle barre di armatura;
- $\lambda = \frac{a}{0.9d} = 0.85$

La verifica è soddisfatta.

12.3.2. Verifica delle pressioni localizzate

Si verificano alle pressioni localizzate i due appoggi orizzontali relativi alla mezzeria della spalla sinistra (lato antenna) e l'appoggio laterale della stessa spalla più sollecitato con riferimento al §6.7 dell'Eurocodice 2 – parte 1.

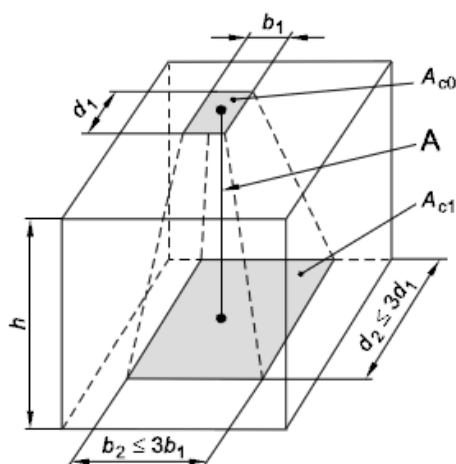


Figura 12.11 - Simbologia cono di rottura

La verifica alle pressioni localizzate viene effettuata come riportato sull'EC2 al §6.7.

$$F_{R,du} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3.0 A_{c0} f_{cd}$$

Dove:

- A_{c0} area direttamente caricata;
- A_{c1} è la massima area di diffusione del carico utilizzata per il calcolo e che ha una forma omotetica a quella di A_{c0} ;
- f_{cd} resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo.

GRANDEZZA	APPOGGIO CENTRALE	APPOGGIO LATERALE	DESCRIZIONE
b_1	250	350	Base [mm]
d_1	400	400	Altezza [mm]
h	400	400	Profondità [mm]
ϕ	30°	30°	Angolo diffusione
b_2	712	350	Base inferiore
d_2	818	500	Altezza inferiore

A_{c0}	400	400	Area direttamente caricata
A_{c1}	30	30	Massima area di diffusione
f_{cd}	23.52	23.52	Resistenza di calcolo cls [N/mm ²]
$F_{r,Ed}$	5825	8694	Forza resistente
$F_{r,lim}$	7055	12346	Forza limite (vedere espressione)
$F_{r,Ed}$	2700	5600	Forza agente
$F_{r,Ed} \leq F_{r,Ed}$	VERIFICA	VERIFICA	Condizione di verifica

Si riporta di seguito un'immagine esplicativa dei simboli adottati.

12.4. Pali di fondazione spalla sinistra – Geometria e azioni agenti

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali di fondazione, abbiamo ipotizzato la zattera di fondazione come elemento rigido, ipotesi piuttosto veritiera considerato lo spessore della stessa.

In questo modo è possibile distribuire l'azione flettente come azioni normali proporzionali alla distanza di ogni palo dall'asse neutro, analogamente a quanto avviene in una piastra rigida bullonata.

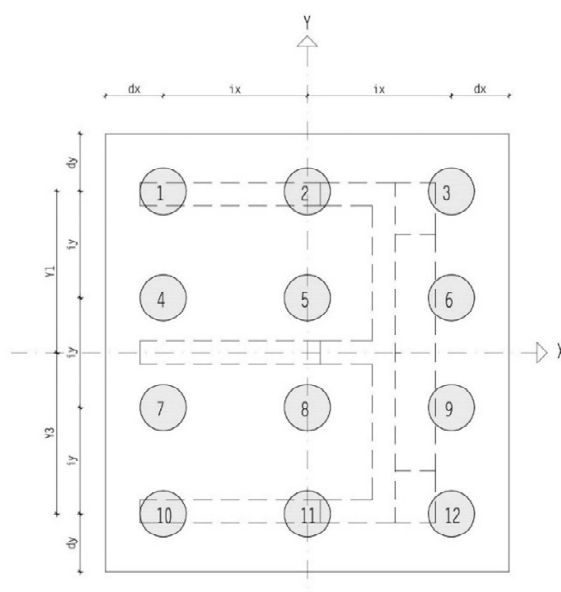


Figura 12.12 - Disposizione pali su spalla sinistra

Dati geometrici

Sono previsti per la spalla sinistra 12 pali aventi un diametro di 1000mm.

Armatura verticale: 20 $\Phi 24$ (copriferro 50mm) per tutto il palo.

Staffatura trasversale: $\Phi 12/20$ a spirale per tutta la lunghezza del palo

SIMBOLO	MISURA [mm]	DESCRIZIONE
Y1	2800	Eccentricità pali esterni rispetto asse X
Y2	2800	Eccentricità pali esterni rispetto asse X
i_x	1500	Interasse pali in direzione Y
i_y	1500	Interasse pali in direzione x
d_x	1000	Distanza asse palo dal bordo della zattera
d_y	1000	Distanza asse palo dal bordo della zattera

Si riporta in una tabella il valore delle caratteristiche inerziali della palificata rispetto al proprio baricentro (coincidente con il baricentro della zattera di fondazione).

<i>PALO</i>	<i>x [m]</i>	<i>y [m]</i>	<i>x² [m²]</i>	<i>y² [m²]</i>
1	-2.5	2.8	6.25	7.84
2	0	2.8	0	7.84
3	2.5	2.8	6.25	7.84
4	-2.5	0.95	6.25	0.9025
5	0	0.95	0	0.9025
6	2.5	0.95	6.25	0.9025
7	-2.5	-0.95	6.25	0.9025
8	0	-0.95	0	0.9025
9	2.5	-0.95	6.25	0.9025
10	-2.5	-2.8	6.25	7.84
11	0	-2.8	0	7.84
12	2.5	-2.8	6.25	7.84
TOT			50.00	52.46

Determinate le caratteristiche inerziali è possibile valutare le azioni assiali agenti su ciascun palo come somma delle azioni assiali derivanti dal momento flettente e le azioni assiali derivanti dai carichi verticali. Le azioni di taglio sono suddivise tra i pali in modo uniforme. Le azioni assiali con segno negativo sono rivolte verso il basso.

<i>PALO</i>	<i>N_{i,V} [kN]</i>	<i>N_{i,Mx} [kN]</i>	<i>N_{i,Mx} [kN]</i>	<i>N_{Tot} [kN]</i>	<i>H_x</i>	<i>H_y</i>
1	-483	-2520	-440	-3444	930	220
2	-483	-2520	0	-3003	930	220
3	-483	-2520	440	-2563	930	220
4	-483	-855	-440	-1779	930	220
5	-483	-855	0	-1338	930	220
6	-483	-855	440	-898	930	220
7	-483	855	-440	-69	930	220
8	-483	855	0	372	930	220
9	-483	855	440	812	930	220
10	-483	2520	-440	1596	930	220
11	-483	2520	0	2037	930	220
12	-483	2520	440	2477	930	220

Dove:

- $N_{i,V}$ azione verticale dovuta ai carichi verticali agenti sulla spalla;
- $N_{i,M}$ azione assiale dovuta al momento flettente massimo agente sulla spalla;
- N_{Tot} somma dei carichi assiali agenti sul singolo palo..
- H Azione orizzontale agente sulla testa del singolo palo

Palo maggiormente sollecitato risulta essere:

	<i>PALO</i>	<i>N_{Tot} [kN]</i>	<i>H_{Tot} [kN]</i>
<i>COMPRESSIONE</i>	<i>1</i>	<i>-3444</i>	<i>955</i>
<i>TRAZIONE</i>	<i>12</i>	<i>2520</i>	<i>955</i>

12.5. Pali di fondazione spalla sinistra – Verifiche di sicurezza

I pali di diametro 1000mm sono armati con 20 barre longitudinali $\Phi 24$ e con staffa a spirale composta da $\Phi 14/8$ per i primi 10 metri a partire dall'intradosso della zattera e $\Phi 14/15$ per la restante parte del palo.

Le verifiche di sicurezza eseguite sulla palificata sono le seguenti:

- Verifica a carico limite del palo maggiormente sollecitato in direzione verticale;
- Verifica a carico limite del palo maggiormente sollecitato in direzione trasversale;
- Verifica a flessione e taglio del palo maggiormente sollecitato.

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali di fondazione, abbiamo ipotizzato la zattera di fondazione come elemento rigido, ipotesi piuttosto veritiera considerato lo spessore della stessa.

In questo modo è possibile distribuire l'azione flettente come azioni normali proporzionali alla distanza di ogni palo dall'asse neutro, analogamente a quanto avviene in una piastra rigida bullonata.

12.5.1. Verifica per il carico limite verticale

La verifica per il carico limite si effettua confrontando il carico supportato dal complesso terreno-palo ottenuto sommando la resistenza alla punta del palo (P) e la resistenza per attrito laterale (R) con il carico agente.

I valori resistenti sono calcolati in condizioni NON DRENATE in quanto la zona effettiva di azione dei pali è costantemente al di sotto del piano di falda.

$$P_{lim} = P + R = \frac{\pi D^2}{4} q_p + \pi D \int_0^l s \, dz$$

Dove:

- q_p resistenza unitaria alla punta;
- s resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno;

Con riferimento ai valori di resistenza esposti in precedenza troviamo la resistenza alla punta.

PALO	D [mm]	A [m ²]	q_p [N/mm ²]	P [kN]	γ_R	P / γ_R
1	1000	0.785	3.2	2512	1.35	1863

Mentre per la resistenza allo scorrimento laterale, tenendo conto della differenza di composizione degli strati attraversati otteniamo quanto segue.

<i>PALO</i>	<i>D</i>	<i>C [mm]</i>	<i>STRATO</i>	<i>L [m]</i>	<i>q_L[N/mm²]</i>	<i>R [kN]</i>	<i>γ_R</i>	<i>R/γ_R</i>
1	1000	3140	2	11	0.05	1727	1.15	1501
			3	4	0.12	1507	1.15	1310

Sommando i vari contributi otteniamo che la resistenza offerta dal complesso palo-terreno a compressione è pari a:

$$P_{Ed,c} = 3334 \text{ kN} \leq P_{lim,c} = 4674 \text{ kN}$$

La verifica per il palo compresso è soddisfatta.

Per il palo soggetto a trazione sono da considerare solo i contributi offerti dalla resistenza laterale, otteniamo che la resistenza complessiva a trazione è:

$$P_{Ed,t} = 2520 \text{ kN} \leq P_{lim,t} = 2811 \text{ kN}$$

La verifica per il palo teso è soddisfatta.

12.5.2. Verifica per il carico limite orizzontale

La verifica per il carico limite orizzontale è stata effettuata basandosi sulla teoria di Broms per i pali impediti di ruotare in testa in terreni coerenti. Si ipotizza che il vincolo sia applicato al livello del terreno che consideriamo reagente, ipotesi realistica considerando che il terreno superficiale verrà asportato e la fondazione verrà disposta a -1.96m dal piano di campagna.

Si ipotizza un meccanismo di rottura di palo lungo giustificato da un rapporto L/d pari a 20. Tale metodo di rottura prevede la formazione di due cerniere plastiche nel palo.

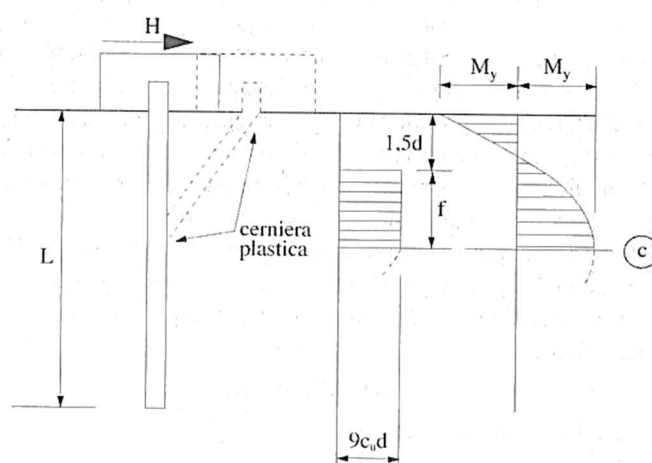


Figura 12.13 - Metodo di rottura di palo lungo

L'espressione che fornisce il valore del taglio resistente in funzione della geometria del palo e del momento resistente dello stesso è la seguente:

$$H_{Rd} = c_u d^2 \left[-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_{Rd}}{c_u d^3}} \right]$$

Dove:

- c_u *coesione non drenata (dello strato con le caratteristiche peggiori);*
- d *diametro del palo;*
- M_{Rd} *momento resistente;*

Si ottiene per il palo più sollecitato:

c_u [N/mm ²]	d [mm]	M_{Rd} [kNm]	H_{Ed} [kN]	H_{Rd} [kN]	CONDIZIONE
0.08	1000	2068	955	1708	verifica

La verifica è soddisfatta.

12.5.3. Verifica a flessione e taglio del palo

Si suppone che il terreno di fondazione possa essere schematizzato come un mezzo elastico in direzione orizzontale ed il palo come una trave continua immersa in esso e caricata in testa da una forza orizzontale H pari alla massima forza ottenuta dalla verifica agli Stati Limite.

Il problema descritto può essere schematizzato con un'equazione differenziale del quarto ordine:

$$EJ \eta^{IV}(z) + E_s \eta(z) = 0$$

Dove:

- $E = 33000 \text{ N/mm}^2$ *modulo elastico dell'calcestruzzo;*
- $J = 6\,259\,034 \text{ cm}^4$ *momento di inerzia baricentrico della sezione omogeneizzata;*
- $E_s = 38.80 \text{ N/mm}^2$ *modulo di reazione del terreno;*

Il modulo di reazione del terreno può essere valutato con l'espressione:

$$E_s = k_h d$$

Dove:

- k_h *coefficiente di reazione orizzontale del terreno;*
- d *diametro del palo.*

Tra le varie espressioni derivanti dalla letteratura geotecnica per il calcolo del valore coefficiente di reazione orizzontale del terreno (Broms , Baguelin, Reese e Matlock, Davisson, ecc.) si è deciso di far riferimento a quella proposta da Broms prendendo il valore medio tra quelli proposti:

$$k_h = 170 \div 800 \frac{c_u}{d} = 0.0388 \text{ N/mm}^2$$

Se si ammette che il coefficiente di reazione orizzontale sia costante con la profondità, la soluzione dell'equazione differenziale che descrive la deformata del palo è una senoide smorzata caratterizzata dal parametro definito come "lunghezza caratteristica":

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EJ}{E_s}} = 270 \text{ cm}$$

Dalla teoria classica della trave su suolo elastico si determino il valore del momento flettente agente sul palo:

$$M_{Ed} = H_{Ed} \frac{\lambda}{2} = 1290 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2068 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione è soddisfatta.

La verifica a taglio si effettua come descritto al §6.2 dell'Eurocodice 3 - parte 6 determinando la resistenza a taglio che è ottenuta come minimo tra lo sforzo di taglio che può essere sopportato dalle sole armature disposte per il taglio (taglio trazione) e tra lo sforzo di taglio che può essere assorbito dalle bielle compresse in calcestruzzo (taglio compressione).

Le espressioni relative ai due fenomeni resistenti sono le seguenti:

$$V_{Rd,s} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\vartheta) \sin\alpha = 1109 \text{ kN} \quad \text{Taglio - Trazione}$$

$$V_{Rd,c} = 0.9 d b_w f'_{cd} \frac{(\cot\alpha + \cot\vartheta)}{(1 + \cot^2\vartheta)} = 3031 \text{ kN} \quad \text{Taglio - Compressione}$$

Dove:

- $A_{sw} = 308 \text{ mm}^2$ Area staffe
- $\vartheta = 45^\circ$ Inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse dell'elemento
- $\alpha = 90^\circ$ Inclinazione delle staffe rispetto asse dell'elemento

- $f'_{cd} = 8.23 \text{ N/mm}^2$ *Resistenza di calcolo ridotta del calcestruzzo ($0.5 f_{cd}$)*
- $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ *Resistenza di calcolo acciaio da armatura*
- $b_w = 1000 \text{ mm}$ *Larghezza minima della sezione*
- $d = 818 \text{ mm}$ *Altezza utile della sezione circolare ($=D/2+D/\pi$)*

Il minimo dei valori resistenti dunque è pari a:

$$V_{Rd} = 1109 \text{ kN} < V_{Ed} = H_{TOT} = 955 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

12.6. Fondazione antenna – Geometria e azioni agenti

La fondazione dell'antenna sarà realizzata mediante un plinto tronco piramidale a base esagonale inscritto in un cerchio di diametro pari a 462cm nella parte inferiore la quale si innesterà su 6 pali avente diametro di 1200 mm di diametro lunghi 20.00m. Il plinto ha un'altezza complessiva di 230cm.

Per il dimensionamento e la verifica del plinto si farà riferimento al metodo puntone tirante, mentre per i pali di fondazione si farà riferimento alla teoria di Broms accennata nel precedente paragrafo.

Nelle verifiche relative ai pali di fondazione si terrà conto dell'effetto gruppo dei pali.

Per quanto riguarda le azioni sollecitanti tale opera fondale si prendono in considerazione sono i carichi derivanti dall'antenna poiché gli effetti dovuti alla spinta del terreno possono considerarsi trascurabili.

Si mantiene lo stessa direzione degli assi X e Y utilizzata per l'impalcato centrato questa volta nel baricentro geometrico del plinto (in pianta), in alzato si suppone l'asse Z partire dall'intradosso della plinto di fondazione in direzione opposta alla gravità.

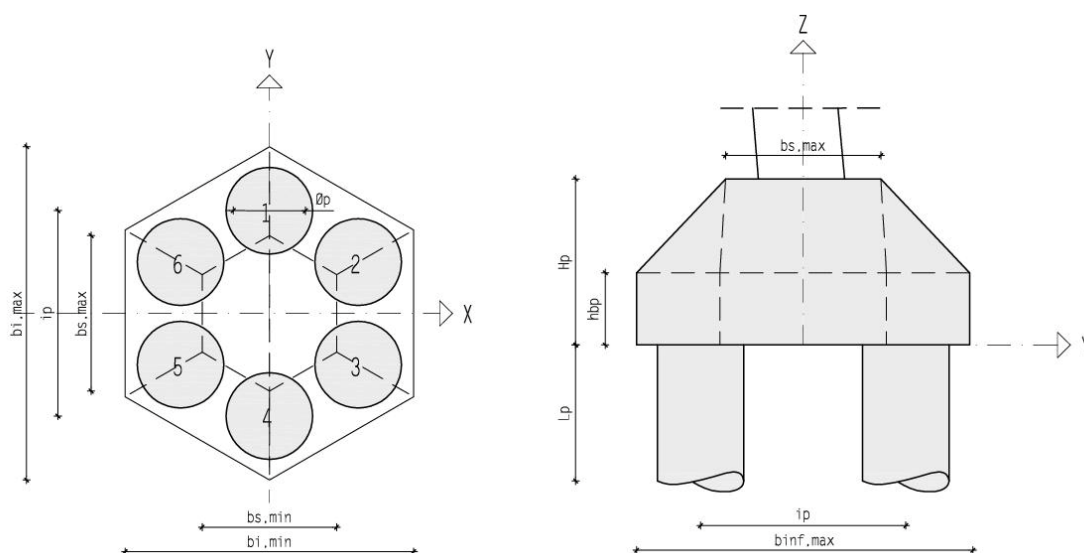


Figura 12.14 - Pianta e sezione della fondazione dell'antenna

Dati geometrici

<i>SIMBOLO</i>	<i>MISURA [mm]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
$b_{i,max}$	4620	Larghezza massima base plinto
$b_{i,min}$	4000	Larghezza minima base plinto
$b_{s,max}$	2152	Larghezza massima base superiore plinto
$b_{s,min}$	1864	Larghezza minima base superiore plinto
i_p	2850	Interasse tra pali
Φ_p	1200	Diametro pali
H_p	1300	Altezza zona rastremata del plinto
h_{bp}	1000	Altezza base plinto
L_p	20 000	Lunghezza pali

12.6.1. Azioni agenti sul plinto di fondazione

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive con i valori delle sollecitazioni agenti nel baricentro del plinto di fondazione.

Momento flettente attorno asse Y

<i>AZIONE</i>	<i>VALORE [kNm]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
$M_{y,max}$	2930	Azione dovuta alle sollecitazioni trasmesse dall'antenna

Momento flettente attorno asse X

<i>AZIONE</i>	<i>VALORE [kNm]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
$M_{x,max}$	3888	Azione dovuta alle sollecitazioni trasmesse dall'antenna

Azioni orizzontali in direzione Y

<i>AZIONE</i>	<i>VALORE [kN]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
$H_{x,max}$	-1748	Azione dovuta alle sollecitazioni trasmesse dall'antenna

Azioni orizzontali in direzione Y

<i>AZIONE</i>	<i>VALORE [kN]</i>	<i>DESCRIZIONE</i>
$H_{y,max}$	-3586	Azione dovuta alle sollecitazioni trasmesse dall'antenna

Azioni verticali

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
V_{min}	-17400	Azione dovuta alle sollecitazioni trasmesse dall'antenna
V_{max}	-23850	Azione dovuta alle sollecitazioni trasmesse dall'antenna

12.6.2. Azioni agenti sui pali

Dati geometrici

Sono previsti per la spalla sinistra 6 pali aventi un diametro di 1000mm.

Armatura verticale: 20 $\Phi 24$ (copriferro 50mm) per tutto il palo.

Staffatura trasversale: $\Phi 12/20$ a spirale per tutta la lunghezza del palo

SIMBOLO	MISURA [mm]	DESCRIZIONE
Y1	2800	Eccentricità pali esterni rispetto asse X
Y2	2800	Eccentricità pali esterni rispetto asse X
i_x	1500	Interasse pali in direzione Y
i_y	1500	Interasse pali in direzione x
d_x	1000	Distanza asse palo dal bordo della zattera
d_y	1000	Distanza asse palo dal bordo della zattera

Si riporta in una tabella il valore delle caratteristiche inerziali della palificata rispetto al proprio baricentro (coincidente con il baricentro della zattera di fondazione).

PALO	x [m]	y [m]	$x^2 [m^2]$	$y^2 [m^2]$
1	0.00	-1.42	0.00	2.02
2	1.23	-0.71	1.51	0.50
3	1.23	0.71	1.51	0.50
4	0.00	1.42	0.00	2.02
5	-1.23	0.71	1.51	0.50
6	-1.23	-0.71	1.51	0.50
TOT			6.05	6.05

Determinate le caratteristiche inerziali è possibile valutare le azioni assiali agenti su ciascun palo come somma delle azioni assiali derivanti dal momento flettente e le azioni assiali derivanti dai carichi verticali. Le azioni di taglio sono suddivise tra i pali in modo uniforme tra i pali. Le azioni assiali con segno negativo sono rivolte verso il basso.

<i>PALO</i>	$N_{i,V}$ [kN]	$N_{i,Mx}$ [kN]	$N_{i,Mx}$ [kN]	N_{Tot} [kN]	H_x	H_y	H_{tot}
1	3921	1510	291	5722	598	291	665
2	3921	1054	887	5861	598	291	665
3	3921	142	887	4949	598	291	665
4	3921	-315	291	3897	598	291	665
5	3921	142	-304	3758	598	291	665
6	3921	1054	-304	4670	598	291	665

Dove:

- $N_{i,V}$ azione verticale dovuta ai carichi verticali agenti sul plinto;
- $N_{i,M}$ azione assiale dovuta al momento flettente massimo agente sul plinto;
- N_{Tot} somma dei carichi assiali agenti sul singolo palo..
- H Azione orizzontale agente sulla testa del singolo palo

Palo maggiormente sollecitato risulta essere:

	<i>PALO</i>	N_{Tot} [kN]	H_{Tot} [kN]
<i>COMPRESSIONE</i>	2	5861	665

12.7. Plinto di fondazione dell'antenna – Verifiche di sicurezza

Si è scelto di effettuare una verifica puntone tirante dell'intero plinto, analizzando le tensioni di compressione e di trazione agenti su un solo diametro del plinto. In tale modo è stato possibile calcolare l'armatura a trazione della parte inferiore del plinto. Sarà aggiunta un armatura diffusa nelle restante aree non soggette a trazione.

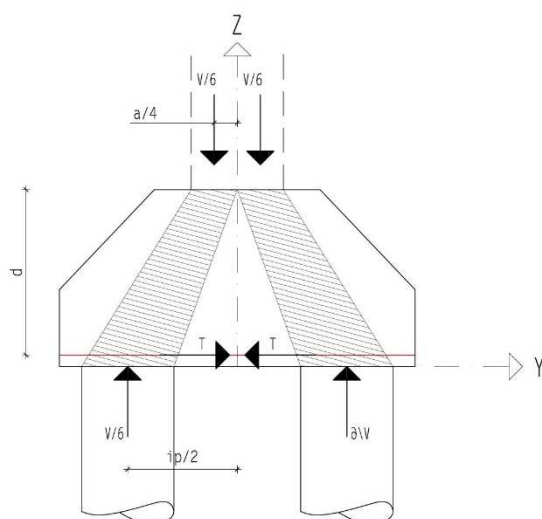


Figura 12.15 - Schema di calcolo puntone-tirante per il plinto di fondazione

E' possibile determinare l'area necessaria di armatura a trazione nella parte inferiore del plinto con lo schema puntone e tirante riportato nell'immagine precedente.

Attraverso l'equilibrio alla rotazione del punto A si calcola la forza agente sulle barre tese inferiori nella sezione indicata.

$$T_{Ed} = \frac{1}{d} \frac{V}{6} \left(\frac{i_p}{2} - \frac{a}{4} \right) = 1770 \text{ kN}$$

- $V = 23580 \text{ kN}$ azione verticale dovuta ai carichi verticali agenti sulla plinto;
- $d = 2250 \text{ mm}$ braccio di leva per la forza esercitata dalle armature;
- $i_p = 2850 \text{ mm}$ interasse pali;
- $a = 1200 \text{ mm}$ dimensione inferiore antenna c.a.

Area di ferro necessaria:

$$A_{s,min} = \frac{T_{Ed}}{f_{yd}} = 4523 \text{ mm}^2$$

Utilizzando 12 $\Phi 22$ si ottiene un area di acciaio pari a:

$$A_{s,calc} = 4560 \text{ mm}^2$$

Lo sforzo di trazione resistente è pari a:

$$T_{Rd} = 1785 \text{ kN} > T_{Ed} = 1770 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

12.8. Pali di fondazione antenna – Verifiche di sicurezza

I pali di diametro 1200mm sono armati con 20 barre longitudinali $\Phi 24$ e con staffa a spirale composta da $\Phi 14/10$ per i primi 10 metri a partire dall'intradosso della zattera e $\Phi 14/15$ per la restante parte del palo.

Le verifiche di sicurezza eseguite sulla palificata sono le seguenti:

- Verifica a carico limite del palo maggiormente sollecitato in direzione verticale;
- Verifica a carico limite del palo maggiormente sollecitato in direzione trasversale;
- Verifica a flessione e taglio del palo maggiormente sollecitato.

Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sui pali di fondazione, abbiamo ipotizzato il plinto di fondazione come elemento rigido, in questo modo è possibile distribuire l'azione flettente come azioni normali proporzionali alla distanza di ogni palo dall'asse neutro, analogamente a quanto avviene in una piastra rigida bullonata.

12.8.1. Verifica per il carico limite verticale

La verifica per il carico limite si effettua confrontando il carico supportato dal complesso terreno-palo ottenuto sommando la resistenza alla punta del palo (P) e la resistenza per attrito laterale (R) con il carico agente.

I valori resistenti sono calcolati in condizioni NON DRENATE in quanto la zona effettiva di azione dei pali è costantemente al di sotto del piano di falda.

$$P_{lim} = P + R = \frac{\pi D^2}{4} q_p + \pi D \int_0^l s \, dz$$

Dove:

- q_p resistenza unitaria alla punta;
- s resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno;

Con riferimento ai valori di resistenza esposti in precedenza troviamo la resistenza alla punta.

PALO	D [mm]	A [m ²]	q_p [N/mm ²]	P [kN]	γ_R	P / γ_R
2	1200.00	1130973.36	3.20	3619	1.35	2681

Mentre per la resistenza allo scorrimento laterale, tenendo conto della differenza di composizione degli strati attraversati otteniamo quanto segue.

PALO	D	C [mm]	STRATO	L [m]	q_L [N/mm ²]	R [kN]	γ_R	R / γ_R
------	---	--------	--------	-------	----------------------------	--------	------------	----------------

2	1200	3770	2	11	0.05	2073	1.15	1803
			3	4	0.12	1810	1.15	1574

Sommando i vari contributi otteniamo che la resistenza offerta dal complesso palo-terreno a compressione è pari a:

$$P_{Ed} = 5861 \text{ kN} \leq P_{lim} = 6057 \text{ kN}$$

La verifica per il palo compresso è soddisfatta.

L'effetto gruppo per il calcolo della portata verticale di un gruppo di pali nel caso di terreno coesivo pregiudica una portata complessiva inferiore alla portata del singolo palo moltiplicato per il numero dei pali.

Si adotta un'espressione del tipo:

$$P_{G,lim} = N E P_{lim} = 25439 \text{ kN}$$

Dove:

- P_{lim} portata limite del singolo palo;
- N numero pali;
- E efficienza della palificata (=1 per terreni incoerenti; =0.7 per terreni coesivi).

Confrontando tale valore con il massimo carico verticale ottenuto dalle combinazioni agli Stati Limite si ottiene che:

$$P_{G,max} = V_{max} = 23\,850 \text{ kN} < P_{G,lim} = 25\,439 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

12.8.2. Verifica per il carico limite orizzontale

La verifica per il carico limite orizzontale è stata effettuata basandosi sulla teoria di Broms per i pali impediti di ruotare in testa in terreni coerenti.

Si ipotizza che il vincolo sia applicato al livello del terreno che consideriamo reagente, ipotesi realistica considerando che il terreno superficiale verrà asportato e la fondazione verrà disposta a -1.96m dal piano di campagna.

Si ipotizza un meccanismo di rottura di palo lungo giustificato da un rapporto L/d pari a 16.6. Tale metodo di rottura prevede la formazione di due cerniere plastiche nel palo.

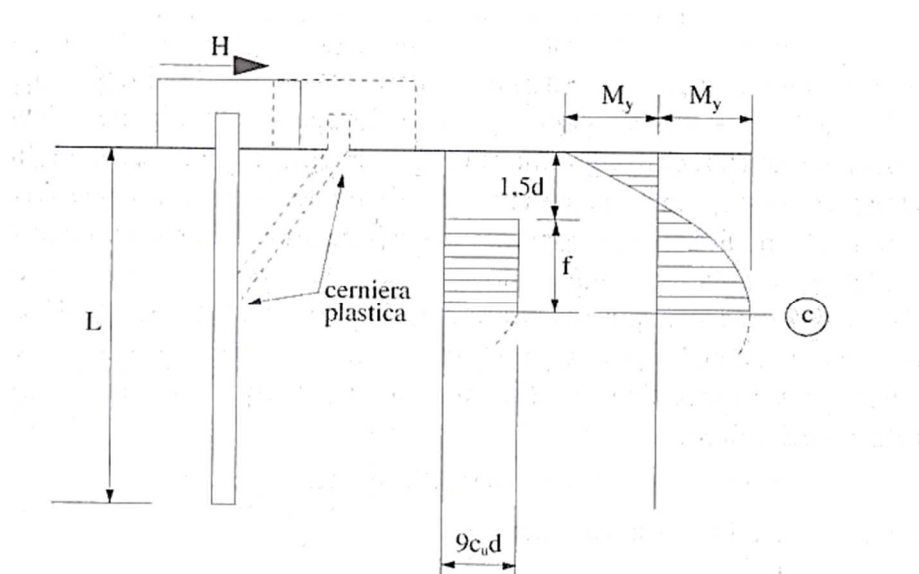


Figura 12.16 - Metodo di rottura di palo lungo

L'espressione che fornisce il valore del taglio resistente in funzione della geometria del palo e del momento resistente dello stesso è la seguente:

$$H_{Rd} = c_u d^2 \left[-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_{Rd}}{c_u d^3}} \right]$$

Dove:

- c_u coesione non drenata (dello strato con le caratteristiche peggiori);
- d diametro del palo;
- M_{Rd} momento resistente;

Si ottiene per il palo più sollecitato:

c_u [N/mm ²]	d [mm]	M_{Rd} [kNm]	H_{Ed} [kN]	H_{Rd} [kN]	CONDIZIONE
0.08	1200	3181	655	2134	verifica

La verifica è soddisfatta.

12.8.3. Verifica a flessione e taglio del palo

Si suppone che il terreno di fondazione possa essere schematizzato come un mezzo elastico in direzione orizzontale ed il palo come una trave continua immersa in esso e caricata in testa da una forza orizzontale H pari alla massima forza ottenuta dalla verifica agli Stati Limite.

Il problema descritto può essere schematizzato con un'equazione differenziale del quarto ordine:

$$EJ \eta^{IV}(z) + E_s \eta(z) = 0$$

Dove:

- $E = 33\,000\text{ N/mm}^2$ modulo elastico dell'calcestruzzo;
- $J = 6\,259\,034\text{ cm}^4$ momento di inerzia baricentrico della sezione omogeneizzata;
- $E_s = 38.80\text{ N/mm}^2$ modulo di reazione del terreno;

Il modulo di reazione del terreno può essere valutato con l'espressione:

$$E_s = k_h d$$

Dove:

- k_h coefficiente di reazione orizzontale del terreno;
- d diametro del palo.

Tra le varie espressioni derivanti dalla letteratura geotecnica per il calcolo del valore coefficiente di reazione orizzontale del terreno (Broms, Baguelin, Reese e Matlock, Davisson, ecc.) si è deciso di far riferimento a quella proposta da Broms prendendo il valore medio tra quelli proposti:

$$k_h = 170 \div 800 \frac{c_u}{d} = 0.0388\text{ N/mm}^2$$

Se si ammette che il coefficiente di reazione orizzontale sia costante con la profondità, la soluzione dell'equazione differenziale che descrive la deformata del palo è una sinusoide smorzata caratterizzata dal parametro definito come "lunghezza caratteristica":

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EJ}{E_s}} = 319\text{ cm}$$

Dalla teoria classica della trave su suolo elastico si determino il valore del momento flettente agente sul palo:

$$M_{Ed} = H_{Ed} \frac{\lambda}{2} = 1061\text{ kNm} < M_{Rd} = 3181\text{ kNm}$$

La verifica a flessione è soddisfatta.

La verifica a taglio si effettua come descritto al §6.2 dell'Eurocodice 3 - parte 6 determinando la resistenza a taglio che è ottenuta come minimo tra lo sforzo di taglio che può essere sopportato dalle sole armature disposte per il taglio (taglio trazione) e tra lo sforzo di taglio che può essere assorbito dalle bielle compresse in calcestruzzo (taglio compressione).

Le espressioni relative ai due fenomeni resistenti sono le seguenti:

$$V_{Rd,s} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\vartheta) \sin\alpha = 1065 \text{ kN} \quad \text{Taglio - Trazione}$$

$$V_{Rd,c} = 0.9 d b_w f'_{cd} \frac{(\cot\alpha + \cot\vartheta)}{(1 + \cot^2\vartheta)} = 4365 \text{ kN} \quad \text{Taglio - Compressione}$$

Dove:

- $A_{sw} = 308 \text{ mm}$ *Area staffe*
- $\vartheta = 45^\circ$ *Inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse dell'elemento*
- $\alpha = 90^\circ$ *Inclinazione delle staffe rispetto asse dell'elemento*
- $f'_{cd} = 8.23 \text{ N/mm}^2$ *Resistenza di calcolo ridotta del calcestruzzo (0.5 fcd)*
- $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ *Resistenza di calcolo acciaio da armatura*
- $b_w = 1000 \text{ mm}$ *Larghezza minima della sezione*
- $d = 818 \text{ mm}$ *Altezza utile della sezione circolare (=D/2+D/π)*

Il minimo dei valori resistenti dunque è pari a:

$$V_{Rd} = 1065 \text{ kN} < V_{Ed} = H_{TOT} = 665 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

12.9. Fondazione ancoraggio tiranti – Geometria e azioni agenti

I tiranti di riva sono collegati ad una fondazione in calcestruzzo di 6.00m x4.00m alta 1.00m collegata in testa a 6 pali di diametro pari a 1000mm armati con 20 $\Phi 24$ (copriferro 50mm) longitudinali e staffe a spirale $\Phi 14/60$ a spirale per i primi 10.00m a partire dalla testa e $\Phi 14/150$ a seguire. Tali elementi sono soggetti esclusivamente a sollecitazioni di trazione e taglio indotti dall'azione degli stralli di riva.

Si esegue una verifica allo sfilamento dei pali e una verifica a taglio trazione del collegamento per mezzo di tirafondi tra piastra che sostiene gli ancoraggi e la fondazione stessa.

Si mantiene lo stesso direzione degli assi X e Y utilizzata per l'impalcato centrato questa volta nel baricentro geometrico del plinto (in pianta), in alzato si suppone l'asse Z partire dall'intradosso della plinto di fondazione in direzione opposta alla gravità.

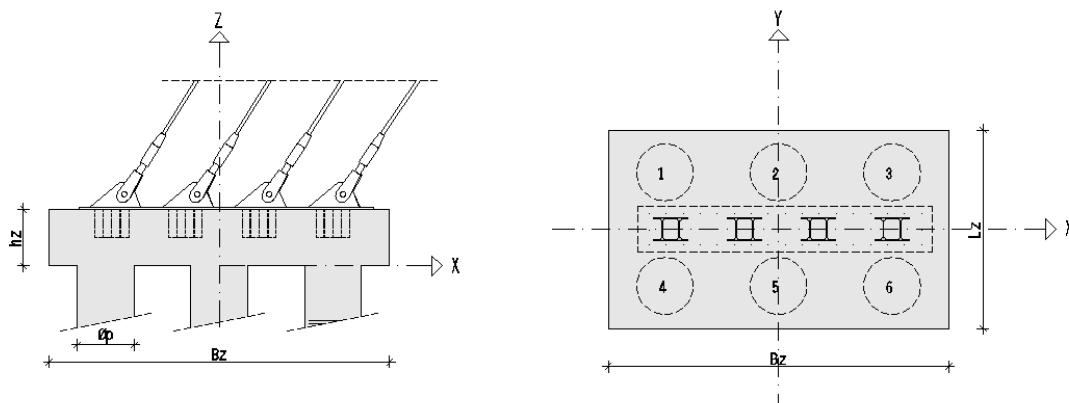


Figura 12.17 - Pianta e sezione della fondazione di ancoraggio degli stralli

SIMBOLO	MISURA [mm]	DESCRIZIONE
B_z	6000	Lunghezza platea di fondazione
L_z	3500	Larghezza platea di fondazione
h_f	1000	Altezza platea di fondazione
Φ_p	1000	Diametro palo

12.9.1. Azioni agenti sulla fondazione di ancoraggio

Si riportano di seguito delle tabelle riassuntive con i valori delle sollecitazioni agenti nel baricentro della zattera di fondazione derivanti dai tiranti.

Azioni verticali di trazione

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
V_1	-3545	Azione dovuta al tirante 1
V_2	-3264	Azione dovuta al tirante 2
V_3	-2730	Azione dovuta al tirante 3
V_4	-2200	Azione dovuta al tirante 4
V_{TOT}	-11739	Azione verticale totale

Azioni orizzontale parallela asse X:

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
$H_{1,x}$	-2138	Azione dovuta al tirante 1
$H_{2,x}$	-2030	Azione dovuta al tirante 2
$H_{3,x}$	-1755	Azione dovuta al tirante 3
$H_{4,x}$	-1472	Azione dovuta al tirante 4
$H_{x,TOT}$	-7395	Azione orizzontale totale parallela asse X

Azioni orizzontale parallela asse Y:

AZIONE	VALORE [kN]	DESCRIZIONE
$H_{1,y}$	587	Azione dovuta al tirante 1
$H_{2,y}$	560	Azione dovuta al tirante 2
$H_{3,y}$	486	Azione dovuta al tirante 3
$H_{4,y}$	410	Azione dovuta al tirante 4
$H_{y,TOT}$	2043	Azione orizzontale parallela asse Y

Le azioni sono distribuite sui pali di fondazione in maniera uguale tenendo in considerazione la capacità plastica di redistribuzione delle azioni della plinto di fondazione.

12.9.2. Azioni agenti sui pali

Si riporta in una tabella il valore delle caratteristiche inerziali della palificata rispetto al proprio baricentro (coincidente con il baricentro della zattera di fondazione).

<i>PALO</i>	<i>x [m]</i>	<i>y [m]</i>	<i>x² [m²]</i>	<i>y² [m²]</i>
1	-2.00	1.00	4.00	1.00
2	0.00	1.00	0.00	1.00
3	2.00	1.00	4.00	1.00
4	-2.00	-1.00	4.00	1.00
5	0.00	-1.00	0.00	1.00
6	2.00	-1.00	4.00	1.00
TOT			16.00	6.00

Le azioni di taglio sono suddivise tra i pali in modo uniforme tra i pali. Le azioni assiali con segno negativo sono rivolte verso il basso. I momenti flettenti sono amplificati dall'azione flettente dovuta dall'eccentricità dell'azione di taglio rispetto al baricentro della testa dei pali che è pari a 0.50m.

<i>PALO</i>	<i>N_{i,V} [kN]</i>	<i>N_{i,Mx} [kN]</i>	<i>N_{i,Mx} [kN]</i>	<i>N_{,Tot} [kN]</i>	<i>H_x</i>	<i>H_y</i>	<i>H_{tot}</i>
1	-1957	-616.25	170	-2403	-1233	341	1279
2	-1957	-616.25	170	-2403	-1233	341	1279
3	-1957	-616.25	170	-2403	-1233	341	1279
4	-1957	-616.25	170	-2403	-1233	341	1279
5	-1957	-616.25	170	-2403	-1233	341	1279
6	-1957	-616.25	170	-2403	-1233	341	1279

Dove:

- *N_{i,V}* azione verticale dovuta ai carichi verticali agenti sul plinto;
- *N_{i,M}* azione assiale dovuta al momento flettente massimo agente sul plinto;
- *N_{,Tot}* somma dei carichi assiali agenti sul singolo palo..
- *H* Azione orizzontale agente sulla testa del singolo palo

Palo maggiormente sollecitato risulta essere:

	<i>PALO</i>	<i>N_{,Tot} [kN]</i>	<i>H_{,Tot} [kN]</i>
COMPRESSIONE	-	-2403	1279

12.10. Fondazione ancoraggio tiranti – Verifica di sicurezza

Si eseguono le verifiche per la piastra di collegamento che unisce gli stralli di riva alla fondazione relativa. Si considera la piastra avente spessore 30mm rigida, le azioni indotte dagli ancoraggi sono state ripartite in maniera uniforme tra gli elementi resistenti (tacchi e tirafondi).

12.10.1. Verifica sul collegamento piastra-fondazione

Si assume che le azioni di taglio siano assorbite dai 8 elementi profilati HEB 400 accoppiati che svolgono la funzione di tacco.

Verifiche sul calcestruzzo compresso

Si calcolano le tensioni di compressione trasmesse alla parte in calcestruzzo provocata dalle azioni parallele all'asse Y:

$$\sigma_{c,comp,y} = \frac{H_{Y,TOT}}{A_{c,y}} = 6.16 \text{ N/mm}^2 < 22.67 \text{ N/mm}^2 \text{ (C40/50)}$$

Dove:

- $H_{Y,TOT} = 7395 \text{ kN}$ *Sforzo tagliante massimo*
- $A_{c,y} = 1\,200\,000 \text{ mm}^2$ *Area parete delle 4 coppie di profili;*

La verifica è soddisfatta.

Si calcolano le tensioni di compressione trasmesse alla parte in calcestruzzo provocata dalle azioni parallele all'asse X:

$$\sigma_{c,comp,x} = \frac{H_{X,TOT}}{A_{c,x}} = 2.92 \text{ N/mm}^2 < 22.67 \text{ N/mm}^2 \text{ (C40/50)}$$

Dove:

- $H_{X,TOT} = 2043 \text{ kN}$ *Sforzo tagliante massimo*
- $A_{c,x} = 700\,000 \text{ mm}^2$ *Area parete dei 4 profili;*

Verifiche sui profili HEB400

Si calcola la tensione tangenziale agente all'interfaccia tra piastra e profilato nelle due direzioni e si effettua una verifica secondo il criterio di Von Mises per il singolo profilo.

$$\tau_{s,y} = \frac{H_{Y,TOT}}{8 A_{t,y}} = 132.10 \text{ N/mm}^2$$

Dove:

- $T_{max} = 7395 \text{ kN}$ *Sforzo tagliante massimo*
- $A_t = 6998 \text{ mm}^2$ *Area resistente al taglio del singolo profilo.*

$$\tau_{s,x} = \frac{H_{x,TOT}}{8 A_{t,x}} = 17.73 \text{ N/mm}^2$$

Dove:

- $T_{max} = 2043 \text{ kN}$ *Sforzo tagliante massimo*
- $A_t = 14\,400 \text{ mm}^2$ *Area resistente al taglio del singolo profilo.*

Si verifica l'elemento con la formula già descritta in precedenza per l'acciaio valutato come elastico:

$$\sigma_{id} = \sqrt{3 (\tau_{s,x}^2 + \tau_{s,y}^2)} = 173.01 \text{ N/mm}^2 < 338.01 \text{ N/mm}^2 = \frac{f_{yd}}{\gamma_{M0}}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifiche sui tirafondi

Lo sforzo di trazione è trasmesso alla fondazione per mezzo di 40 barre filettate $\Phi 30\text{mm}$ di classe 8.8. si effettua su di esse una verifica a trazione come descritto al §4.3.8.1 delle NTC'08.

$$F_{t,Rd} = 0.9 f_{tb} \frac{A_{res}}{\gamma_{M2}} = 323.14 \text{ kN}$$

Dove:

- $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ *resistenza ultima della barra;*
- $A_{res} = 0.75 A_{net}$ *Area resistente della barra;*
- $\gamma_{M2} = 1.25$ *Coefficiente di sicurezza unioni bullonate;*

La sollecitazione su ogni barra è pari a:

$$F_{v,Ed} = 293.48 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 323.14 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

12.10.2. Verifica per il carico limite verticale

La verifica per il carico limite si effettua confrontando il carico supportato dal complesso terreno-palo ottenuto sommando la resistenza alla punta del palo (P) e la resistenza per attrito laterale (R) con il carico agente.

I valori resistenti sono calcolati in condizioni NON DRENATE in quanto la zona effettiva di azione dei pali è costantemente al di sotto del piano di falda.

$$P_{lim} = P + R = \frac{\pi D^2}{4} q_p + \pi D \int_0^l s \, dz$$

Dove:

- q_p resistenza unitaria alla punta;
- s resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno;

Nel caso di pali che lavorano a trazione si trascura la componente relativa alla resistenza alla punta in quanto non efficace. La resistenza allo scorrimento laterale, tenendo conto della differenza di composizione degli strati attraversati è pari a quanto riportato di seguito.

PALO	D	C [mm]	STRATO	L [m]	q_L [N/mm ²]	R [kN]	γ_R	R/γ_R
1	1000	3140	2	11	0.05	1727	1.15	1501
			3	4	0.12	1507	1.15	1310

Otteniamo che la resistenza complessiva a trazione è:

$$P_{Ed,t} = 2403 \text{ kN} \leq P_{lim,t} = 2811 \text{ kN}$$

La verifica per il palo teso è soddisfatta.

12.10.3. Verifica per il carico limite orizzontale

La verifica per il carico limite orizzontale è stata effettuata basandosi sulla teoria di Broms per i pali impediti di ruotare in testa in terreni coerenti.

Si ipotizza che il vincolo sia applicato al livello del terreno che consideriamo reagente, ipotesi realistica considerando che il terreno superficiale verrà asportato.

Si ipotizza un meccanismo di rottura di palo lungo giustificato da un rapporto L/d pari a 20. Tale metodo di rottura prevede la formazione di due cerniere plastiche nel palo.

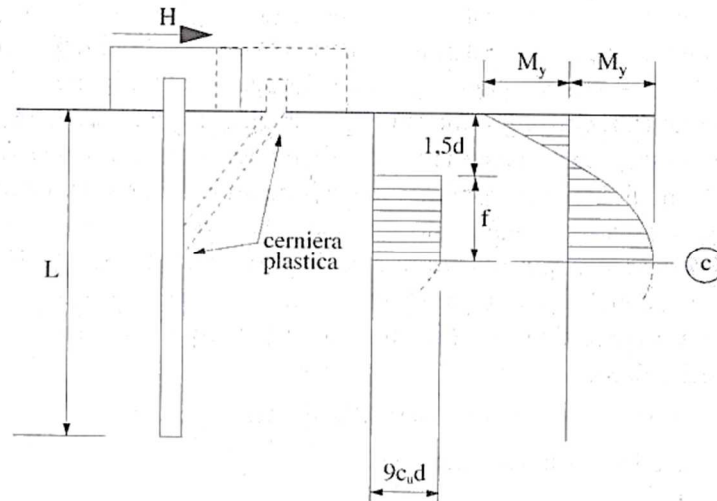


Figura 12.18 - Metodo di rottura di palo lungo

L'espressione che fornisce il valore del taglio resistente in funzione della geometria del palo e del momento resistente dello stesso è la seguente:

$$H_{Rd} = c_u d^2 \left[-13.5 + \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_{Rd}}{c_u d^3}} \right]$$

Dove:

- c_u coesione non drenata (dello strato con le caratteristiche peggiori);
- d diametro del palo;
- M_{Rd} momento resistente;

Si ottiene per il palo più sollecitato:

c_u [N/mm ²]	d [mm]	M_{Rd} [kNm]	H_{Ed} [kN]	H_{Rd} [kN]	CONDIZIONE
0.08	1000	2068	1279	1708	verifica

La verifica è soddisfatta.

12.10.4. Verifica a flessione e taglio del palo

Si suppone che il terreno di fondazione possa essere schematizzato come un mezzo elastico in direzione orizzontale ed il palo come una trave continua immersa in esso e caricata in testa da una forza orizzontale H pari alla massima forza ottenuta dalla verifica agli Stati Limite.

Il problema descritto può essere schematizzato con un'equazione differenziale del quarto ordine:

$$EJ \eta^{IV}(z) + E_s \eta(z) = 0$$

Dove:

- $E = 33000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico dell'calcestruzzo;
- $J = 6\,259\,034 \text{ cm}^4$ momento di inerzia baricentrico della sezione omogeneizzata;
- $E_s = 38.80 \text{ N/mm}^2$ modulo di reazione del terreno;

Il modulo di reazione del terreno può essere valutato con l'espressione:

$$E_s = k_h d$$

Dove:

- k_h coefficiente di reazione orizzontale del terreno;
- d diametro del palo.

Tra le varie espressioni derivanti dalla letteratura geotecnica per il calcolo del valore coefficiente di reazione orizzontale del terreno (Broms, Baguelin, Reese e Matlock, Davisson, ecc.) si è deciso di far riferimento a quella proposta da Broms prendendo il valore medio tra quelli proposti:

$$k_h = 170 \div 800 \frac{c_u}{d} = 0.0388 \text{ N/mm}^2$$

Se si ammette che il coefficiente di reazione orizzontale sia costante con la profondità, la soluzione dell'equazione differenziale che descrive la deformata del palo è una sinusoide smorzata caratterizzata dal parametro definito come "lunghezza caratteristica":

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{EJ}{E_s}} = 270 \text{ cm}$$

Dalla teoria classica della trave su suolo elastico si determino il valore del momento flettente agente sul palo:

$$M_{Ed} = H_{Ed} \frac{\lambda}{2} = 1290 \text{ kNm} < M_{Rd} = 2068 \text{ kNm}$$

La verifica a flessione è soddisfatta.

La verifica a taglio si effettua come descritto al §6.2 dell'Eurocodice 3 - parte 6 determinando la resistenza a taglio che è ottenuta come minimo tra lo sforzo di taglio che può essere sopportato dalle sole armature disposte per il taglio (taglio trazione) e tra lo sforzo di taglio che può essere assorbito dalle bielle compresse in calcestruzzo (taglio compressione).

Le espressioni relative ai due fenomeni resistenti sono le seguenti:

$$V_{Rd,s} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\vartheta) \sin\alpha = 1479 \text{ kN} \quad \text{Taglio - Trazione}$$

$$V_{Rd,c} = 0.9 d b_w f'_{cd} \frac{(\cot\alpha + \cot\vartheta)}{(1 + \cot^2\vartheta)} = 3031 \text{ kN} \quad \text{Taglio - Compressione}$$

Dove:

- $A_{sw} = 308 \text{ mm}$ Area staffe
- $\vartheta = 45^\circ$ Inclinazione delle bielle compresse rispetto all'asse dell'elemento
- $\alpha = 90^\circ$ Inclinazione delle staffe rispetto asse dell'elemento
- $f'_{cd} = 8.23 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo ridotta del calcestruzzo ($0.5 f_{cd}$)
- $f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$ Resistenza di calcolo acciaio da armatura
- $b_w = 1000 \text{ mm}$ Larghezza minima della sezione
- $d = 818 \text{ mm}$ Altezza utile della sezione circolare ($=D/2+D/\pi$)

Il minimo dei valori resistenti dunque è pari a:

$$V_{Rd} = 1479 \text{ kN} < V_{Ed} = H_{TOT} = 1279 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

CAPITOLO 13 - DISPOSITIVI DI VINCOLO

Si procede in questo capitolo ad analizzare lo schema di appoggio del ponte rispetto al sistema delle fondazioni e a valutare i dispositivi di vincolo scelti per la trasmissione delle azioni.

13.1. Disposizione degli appoggi

L'impalcato presenta 4 appoggi che lavorano nel piano orizzontale e 3 appoggi che lavorano nel piano verticale aventi la funzione di respingenti.

Tale scelta è motivata dal fatto che le azioni esercitate dall'impalcato sulla spalla sinistra sono delle azioni prevalente orizzontali. I dispositivi che lavorano nel piano orizzontale avrebbero dovuto assorbire tali azioni mobilitando la loro resistenza a taglio, confrontando la resistenza richiesta con i valori riportati nelle schede tecniche dei produttori di dispositivi di appoggio, si è reso palese che sarebbero stati necessari appoggi di grandi dimensioni, incompatibili con le strutture progettate.

L'utilizzo di apparecchi di appoggio ancorati nel piano verticale ha reso possibile far sì che le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato, fossero assorbite come sforzo di sola compressione, da elementi in neoprene armato (NEOARM di FIP INDUSTRIALE).

Demandando la necessità di resistenza alle azioni orizzontali longitudinali ai respingenti, i dispositivi di appoggio giacenti sulle spalle nel piano orizzontale, sono stati dimensionati per soddisfare la richiesta di resistenza dovuta alle azioni sismiche ed eolica (trasversale), alle dilatazioni termiche (longitudinali) e alle azioni verticali in genere.

Sono stati scelti come appoggi verticali degli appoggi in neoprene confinato (VASOFLON di FIP INDUSTRIALE).

Questa scelta ha permesso di ridurre la dimensione degli appoggi e di conseguenza il loro costo.

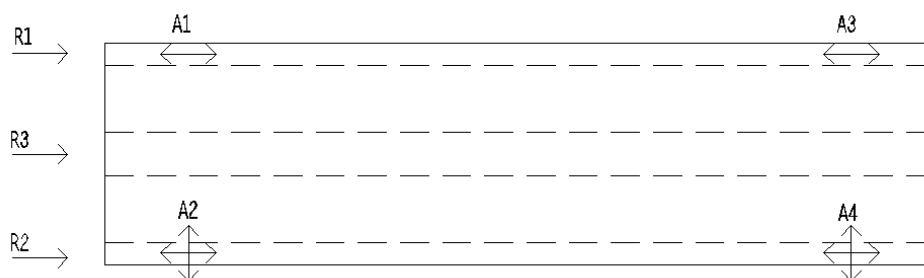


Figura 13.1 - Posizione e tipologia dei dispositivi di vincolo

13.2. Azioni sui dispositivi di vincolo

Si riporta di seguito una tabella dove sono indicati i valori massimi ottenuti dalle combinazioni statiche SLU e sismiche SLV agenti sui dispositivi di vincolo.

<i>DISPOSITIVO</i>	<i>Azione X [kN]</i>	<i>Azione Y [kN]</i>	<i>Azione Z [kN]</i>
<i>R1</i>	<i>3740</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>R2</i>	<i>5600</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>R3</i>	<i>2295</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>A1</i>	<i>0</i>	<i>275</i>	<i>770</i>
<i>A2</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>750</i>
<i>A3</i>	<i>0</i>	<i>160</i>	<i>495</i>
<i>A4</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>496</i>

Su tali azioni sono state basate le scelte progettuali dei dispositivi di vincolo ed il loro dimensionamento.

13.3. Scelta dei dispositivi di vincolo

Si riportano i valori resistenti e la nomenclatura dei dispositivi scelti.

<i>DISPOSITIVO</i>	<i>TIPOLOGIA SCELTA</i>	<i>MODELLO</i>	<i>Azione resistente X [kN]</i>	<i>Azione resistente Y [kN]</i>	<i>Azione resistente Z [kN]</i>
<i>R1</i>	<i>NEOARM RETTANG.</i>	<i>350X350</i>	<i>4395</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>R2</i>	<i>NEOARM RETTANG.</i>	<i>350X500</i>	<i>6290</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>R3</i>	<i>NEOARM RETTANG.</i>	<i>350X350</i>	<i>4395</i>	<i>0</i>	<i>0</i>
<i>A1</i>	<i>VASOFLON UNI</i>	<i>VU*100/100-30</i>	<i>0</i>	<i>300</i>	<i>1000</i>
<i>A2</i>	<i>VASOFLON MULTI</i>	<i>VM 100/100-50</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>1000</i>
<i>A3</i>	<i>VASOFLON UNI</i>	<i>VU*100/100-30</i>	<i>0</i>	<i>300</i>	<i>1000</i>
<i>A4</i>	<i>VASOFLON MULTI</i>	<i>VU*100/100-50</i>	<i>0</i>	<i>0</i>	<i>1000</i>

13.4. Caratteristiche tecniche dispositivi scelti

La serie NEOARM prodotta da FIP INDUSTRIALE è una linea di apparecchi d'appoggio strutturali in elastomero armato, costituiti cioè da un blocco in elastomero nel quale sono inseriti su più strati dei lamierini in acciaio vulcanizzati a caldo alla gomma, con lo scopo principale di ridurre al minimo il rigonfiamento e lo scivolamento della gomma sotto carico. I lamierini sono protetti dalla corrosione essendo completamente avvolti dalla gomma. Tali appoggi nascono per un utilizzo su piano orizzontale ma sono utilizzabili anche su un piano verticale previa aggiunta di una piastra superiore ed inferiore che ne permetta l'ancoraggio ai supporti.

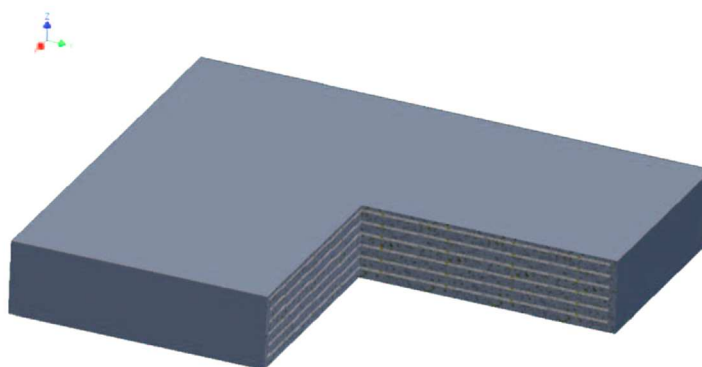


Figura 13.2 - Appoggio in neoprene armato usato come respingente

I VASOFLON prodotti da FIP INDUSTRIALE sono apparecchi d'appoggio strutturali a disco elastomerico confinato. Le rotazioni attorno ad un qualsiasi asse orizzontale sono assicurate dalla deformabilità di un disco, o cuscinetto, elastomerico non armato, confinato entro un basamento monolitico d'acciaio (tazza).

L'elastomero si comporta come un fluido che, sottoposto a pressione triassiale, offre una debole resistenza alle deformazioni e una contemporanea elevata rigidità verticale. Oltre ai carichi verticali di compressione, i VASOFLON sono in grado di trasferire forze e/o consentire scorrimenti in una o più direzioni del piano orizzontale in base alle diverse tipologie.

Negli appoggi di tipo mobile i movimenti di traslazione sono ottenuti attraverso il mutuo scorrimento di due superfici piane in contatto, una in acciaio inox, l'altra in PTFE.

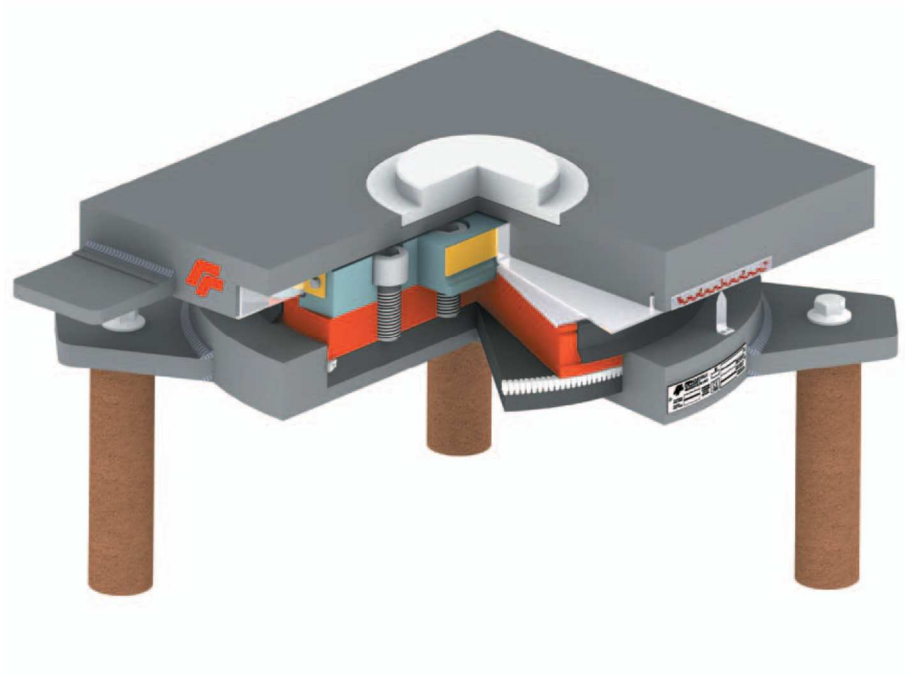


Figura 13.3 - Appoggio a disco elastomerico confinato VASOFLOM

CAPITOLO 14 - ANALISI DELLE VIBRAZIONI INDOTTE DAI PEDONI

Le azioni esercitate dai pedoni sui ponti pedonali pur non avendo caratteristiche tali da compromettere la stabilità dell'opera, possono provocare delle vibrazioni che rendono l'utilizzo della stessa opera poco confortevole, o addirittura, possono far percepire all'utilizzatore una sensazione di instabilità o di pericolo imminente tali da pregiudicare l'utilizzo dello stesso ponte.

Il metodo di studio utilizzato si basa sulla definizione di una classe di servizio del ponte, funzione dell'utilizzo dello stesso da parte, del numero di utenti previsti e della sua ubicazione e sulla scelta di livelli di confort più o meno elevati.

In questo capitolo si farà riferimento a quanto riportato dalle linee guide editate dal Dipartimento dei Trasporti Francese nel 2006 (Sètra) con il nome di *"Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading"* poiché le normative utilizzate non danno indicazioni specifiche nei riguardi di tale fenomeno, limitandosi talvolta ad indicare dei valori di frequenze proprie delle strutture potenzialmente a rischio e che generalmente coprono un intervallo che va da 0 Hz a 5 Hz.

Lo scopo di tale studio è quello di definire se le vibrazioni indotte dal camminamento dei pedoni, possono o meno creare dei problemi di comfort per gli utenti stessi.

14.1. Premessa sul fenomeno delle vibrazioni

Le vibrazioni sono un fenomeno che ha assunto negli ultimi anni un'importanza sempre maggiore nella pratica della progettazione dei ponti. Negli ultimi anni si è avuto un notevole sviluppo delle tecniche relative alla costruzione di ponti a struttura super leggera con l'impegno sempre più massiccio di tecnologie fino a pochi anni fa limitate ai ponti di grande luce, quale i sistemi di sospensione tramite stralli.

Con l'aumento della luce dei ponti progettati e la diminuzione notevole dei pesi offerta dai materiali sempre più performanti e dalle necessità estetiche si è raggiunto un rapporto tra carichi accidentali e pesi propri della struttura pari o addirittura inferiore all'unità.

Questo ha reso ovvia la necessità di studiare una nuova serie di problemi relativi al fenomeno delle vibrazioni ben conosciuto in altri ambiti dell'ingegneria, quale quella meccanica e aeronautica ma poco studiato nel settore civile.

Un grande input per lo studio di tale fenomeno si è avuto dopo i clamorosi effetti mediatici conseguenti la chiusura del Millennium Bridge a Londra per le notevoli accelerazioni laterali alla quale era sottoposta la passerella appena costruita che si manifestavano già a partire da un esiguo numero di utilizzatori contemporanei della struttura.

Il fenomeno, di per se non dannoso dal punto di vista strutturale, ebbe comunque un grande risalto mediatico, il ponte fu chiuso due giorni dopo l'inaugurazione, e l'amministrazione dovette spendere 5 milioni di sterline per renderlo nuovamente agibile.

Il motivo di tali vibrazioni risiede nel fatto che il moto del singolo utente durante una normale camminata, abbia come facilmente osservabile nella realtà di tutti i giorni, un andamento "altalenante". Tale andamento si ha non solo in direzione verticale ma anche, in maniera meno percettibile, in direzione orizzontale.

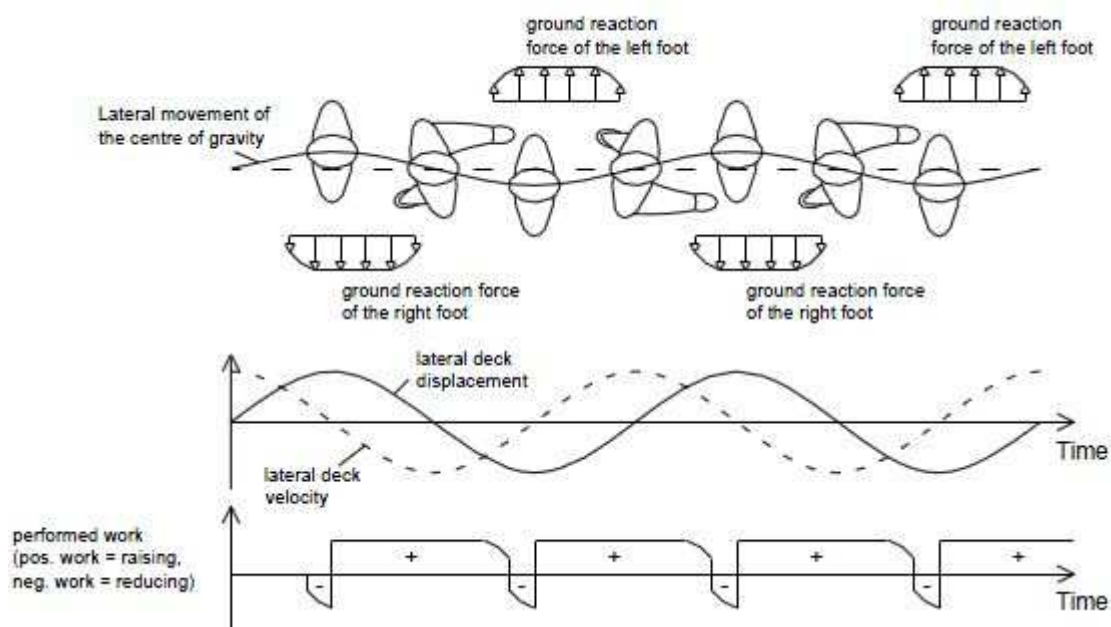


Figura 14.1 - Azioni orizzontali indotte dal singolo pedone

Queste oscillazioni che hanno una frequenza variabile tra 1.25Hz e 2.5Hz per le oscillazioni verticali e 0.5Hz e 1.20Hz per le oscillazioni orizzontali, possono interagire con le frequenze proprie di vibrazione del ponte e manifestare il fenomeno della risonanza.

La risonanza è una condizione fisica che si verifica quando un sistema oscillante viene sottoposto a sollecitazione periodica di frequenza pari all'oscillazione propria del sistema stesso e l'ampiezza complessiva dell'oscillazione aumenta in maniera non più controllabile.

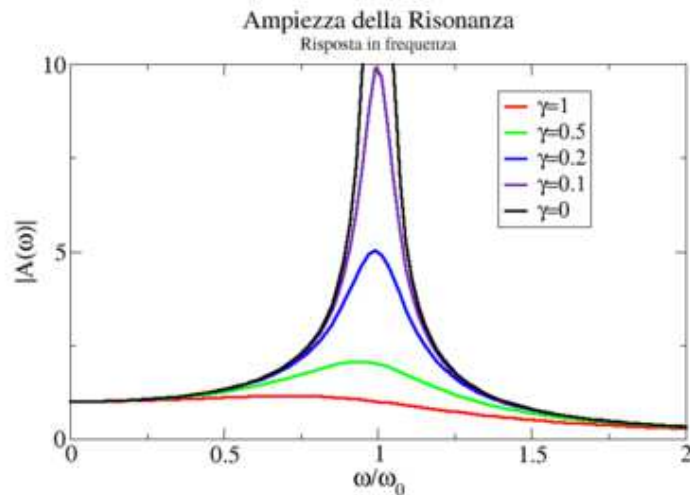


Figura 14.2 - Esempio del fenomeno della risonanza

Nei sistemi reali tale ampiezza non può tendere all'infinito poiché entrano in gioco altri fattori quali lo smorzamento naturale delle strutture e la variazione delle frequenze proprie della forzante e del sistema forzato stesso, dunque l'ampiezza delle oscillazioni è limitata ma può causare gravi danni come nel caso dei fenomeni aereoelastici provocati dal vento, o causare l'inutilizzo di un'opera come nel caso delle vibrazioni indotte dai pedoni.

14.2. Procedimento per la valutazione del fenomeno delle vibrazioni

Per valutare il fenomeno delle vibrazioni, la sensibilità della struttura allo stesso, ed il valore delle accelerazioni limite si è seguita la procedura consigliata dal Setrà (Dipartimento dei Trasporti Francese) che può essere riassumibile nei seguenti passaggi:

- Determinazione della classe di utilizzo del ponte;
- Scelta del livello di comfort degli utilizzatori;
- Definizioni delle accelerazioni limite associate ai livelli di comfort;
- Comparazione delle frequenze proprie del ponte con le frequenze dannose;
- Valutazione della necessità di analisi non lineari;
- Calcolo delle azioni dinamiche relative ai modi propri considerati a rischio;
- Valutazioni delle accelerazioni indotte sulla struttura dai carichi dinamici;
- Confronto delle accelerazioni effettive con le accelerazioni limite.

Ognuno di questi punti sarà analizzato nei seguenti paragrafi.

14.2.1. *Determinazione della classe del ponte*

E' possibile distinguere 4 classi di utilizzo dei ponti pedonali, in base alla loro ubicazione, all'interno o all'esterno dei centri abitati, e dalle possibilità che questi vengono utilizzati in maniera più o meno assidua.

- *Classe IV:* Ponti raramente utilizzati, realizzati in aree scarsamente popolate o per garantire la continuità di percorsi pedonali che sorpassano ostacoli di varia natura;
- *Classe III:* ponti pedonali che vengono utilizzati abitualmente e che occasionalmente possono essere attraversati da grandi gruppi di persone ma che non saranno mai occupati per intero rispetto all'area calpestabile;
- *Classe II:* Ponti pedonali urbani che collegano aree con una notevole densità di pedoni, soggetti ad un forte traffico pedonale e che occasionalmente possono essere occupati da folla compatta per tutta l'estensione del piano calpestabile;
- *Classe I:* Ponti pedonali urbani che collegano aree con una altissima densità di pedoni, soggetti ad un forte traffico pedonale e spesso possono essere occupati da folla compatta per tutta l'estensione del piano calpestabile.

NOTA: I ponti di classe IV non richiedono studi specifici sulle vibrazioni, ma tali sono raccomandate qualora la struttura fosse da considerarsi come "superleggera".

14.2.2. *Scelta del livello di comfort*

La scelta del livello di confort viene lasciata in genere al progettista, non ci sono prescrizioni nelle varie linee guida al riguardo. Si possono distinguere comunque 3 livelli di comfort differenti ai quali saranno poi associati dei valori limite di accelerazione per uno specifico punto della struttura.

- *Comfort Massimo:* L'accelerazione a cui è sottoposta la struttura è praticamente impercettibile dagli utenti;
- *Comfort medio:* L'accelerazione a cui è sottoposta la struttura è leggermente percepibile dagli utenti;
- *Comfort basso:* Sotto le condizioni di carico che si verificano raramente, le accelerazioni a cui è sottoposta la struttura sono percepibili dagli utenti ma sono comunque ritenute intollerabili.

14.2.3. Accelerazioni associate ai livelli di comfort

Determinati arbitrariamente la classe del ponte e il livello di comfort voluto, è possibile associare a tali scelte progettuali dei valori di accelerazione verticale e orizzontale dell'impalcato.

Si riportano di seguito due tabelle che descrivono gli intervalli accettabili di accelerazioni che la struttura può assumere in relazione al livello di comfort scelto.

I range compresi tra 1 e 3 con i relativi valori *Max*, *Mean* e *Min*, corrispondono alle classi di comfort massimo, medio e minimo. Il range 4 non corrisponde ad alcuna classe di comfort, ed è relativo a tutti i valori di accelerazione giudicati non tollerabili.

Acceleration ranges	0	0.5	1	2.5
Range 1	Max			
Range 2		Mean		
Range 3			Min	
Range 4				

Figura 14.3 - Limiti delle accelerazioni (in m/s^2) per vibrazioni verticali

Acceleration ranges	0	0.1	0.15	0.3	0.8
Range 1	Max				
Range 2			Mean		
Range 3				Min	
Range 4					

Figura 14.4 - Limiti delle accelerazioni (in m/s^2) per vibrazioni orizzontali

Le accelerazioni orizzontali sono limitate comunque di $0.10 m/s^2$ per evitare il fenomeno del LOCK-IN. Tale fenomeno si manifesta quando una folla che attraversa un ponte in maniera sparsa con frequenze casualmente distribuite attorno ad un valore medio e con uno spostamento della fase anche esso casuale, progressivamente si coordinano ad una stessa frequenza ed entrano in fase con la frequenza del ponte.

Tali valori di accelerazione saranno necessari ai fini del calcolo solo in caso di analisi non lineari come confronto con le accelerazioni alle quali è sottoposta la struttura.

Nel paragrafo successivo si vedrà come è possibile stabilire se tali analisi dinamiche non lineari sono o meno necessarie per un dato ponte.

14.2.4. Valutazione della necessità di analisi non lineari

Per i ponti dalla Classe I alla Classe III è necessario determinare le frequenze naturali proprie della struttura. Tali frequenze comprendono le vibrazioni nelle tre direzioni: verticale, trasversale orizzontale e longitudinale orizzontale.

L'intervallo nel quale tali frequenze sono situate può far valutare la possibilità che il ponte sia soggetto a fenomeni di risonanza dovuti al traffico pedonale e in funzione delle stesse è possibile determinare i carichi dinamici con i quali caricare il ponte per verificare i criteri di comfort.

Sia per la direzione verticale che per quella orizzontale sono presenti 4 intervalli di frequenze corrispondenti a un rischio decrescente del fenomeno della risonanza:

- *Range 1*: massimo rischio di risonanza
- *Range 2*: medio rischio di risonanza
- *Range 3*: basso rischio di risonanza
- *Range 4*: rischio di risonanza trascurabile

Nelle tabelle sottostanti sono riportati i valori delle frequenze relativi agli intervalli appena descritti.

Frequency	0	1	1.7	2.1	2.6	5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Figura 14.5 - Intervalli di frequenza (Hz) per le vibrazioni verticali e longitudinali

Frequency	0	0.3	0.5	1.1	1.3	2.5
Range 1						
Range 2						
Range 3						
Range 4						

Figura 14.6 - - Intervalli di frequenza (Hz) per le vibrazioni orizzontali

Indagando i modi propri di vibrare del ponte e comparando le frequenze ottenute dall'analisi dinamica modale con quelle relative al rischio di risonanza per effetto del traffico pedonale è possibile assegnare una categoria di rischio ad ogni modo proprio della struttura.

Una volta determinati i valori di pericolosità di ogni singolo modo, in base alla classe di utilizzo scelta per il ponte è possibile definire se sono necessarie o meno delle analisi non lineari dello stesso al fine di valutare in modo puntuale le accelerazioni subite dall'impalcato.

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III	Case 1	Nil	Nil
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Figura 14.7 - Casi di carico dinamici per le frequenze a rischio

Si può osservare come per i ponti di Classe III siano richieste delle verifiche dinamiche solo per le frequenze naturali ricadenti all'interno dell'intervallo 1, mentre per gli intervalli 2 e 3 si ritengono accettabili a prescindere dal loro valore.

Dalla precedente tabella si definiscono inoltre i casi di carico ai quali deve essere sottoposta la struttura che necessita di analisi dinamiche non lineari:

- *case 1*: folla sparsa o poco compatta
- *case 2*: folla compatta
- *case 3*: folla molto compatta

A tali casi di carico si farà riferimento nel successivo paragrafo dove si descriveranno nello specifico i carichi dinamici collegati ad ogni caso.

14.2.5. Definizione dei carichi dinamici

L'analisi dinamica non lineare è un'analisi nel dominio del tempo (time-history), la quale prevede che il ponte oggetto di studio venga sottoposto all'azione di carichi armonici descritti da funzioni cosinusoidali. Le funzioni che descrivono tali carichi armonici sono differenti a seconda della classe del ponte.

Caso 1: folla sparsa o poco compatta

Per tale caso di carico è possibile definire delle funzioni armoniche per le tre direzioni principali:

<i>Direzione</i>	<i>CARICO A m²</i>
<i>Verticale (v)</i>	$d \cdot (280N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 10.8 (\xi/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
<i>Longitudinale (l)</i>	$d \cdot (140N) \cdot \cos(2 \pi f_l t) \cdot 10.8 (\xi/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
<i>Trasversale (t)</i>	$d \cdot (35N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 10.8 (\xi/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$

Dove:

- d densità di persone al m²;
- f_i frequenza propria del modo considerato;
- ξ smorzamento strutturale naturale;
- n numero di pedoni contemporanei (= $S \times d$);
- Ψ coefficiente riduttivo.

I carichi andranno applicati per l'intera estensione del ponte, tenendo conto della forma del modo di vibrare, invertendo cioè la direzione dell'azione ogni qual volta il modo cambia direzione della concavità, in modo da ottenere il massimo effetto possibile.

Il valore da assegnare alla densità "d" della folla è:

<i>CLASSE</i>	<i>DENSITA' "d" DELLA FOLLA</i>
<i>III</i>	<i>0.5 pedoni/m²</i>
<i>II</i>	<i>0.8 pedoni/m²</i>

Lo smorzamento della struttura è stato valutato in relazione alla seguente tabella.

<i>TIPOLOGIA STRUTTURALE</i>	<i>SMORZAMENTO</i>
<i>Calcestruzzo armato</i>	<i>1.30 %</i>
<i>Calcestruzzo precompresso</i>	<i>1.00 %</i>
<i>Struttura mista</i>	<i>0.60 %</i>
<i>Acciaio</i>	<i>0.40 %</i>
<i>Legno</i>	<i>1.00 %</i>

Coefficiente riduttivo Ψ può essere valutato graficamente secondo quanto segue.

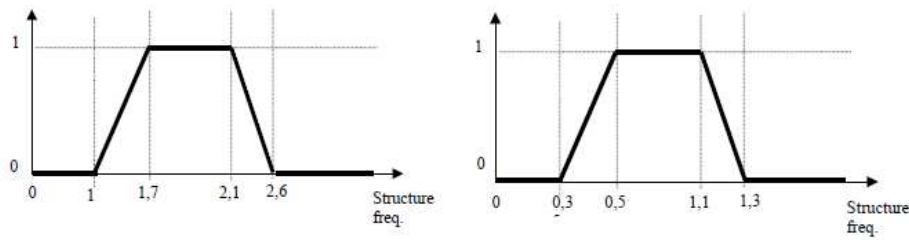


Figura 14.8 - Coefficiente riduttivo Ψ per vibrazioni verticali (sinistra) e orizzontali (destra)

Caso 2: folla compatta

Per tale caso di carico è possibile definire delle funzioni armoniche per le tre direzioni principali, analoga alla precedente, dove il valore della densità viene preso pari a 1.00 pedone/m².

Direzione	CARICO A m ²
Verticale (v)	$1.00 \cdot (280N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 1.85 (1/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
Longitudinale (l)	$1.00 \cdot (140N) \cdot \cos(2 \pi f_l t) \cdot 1.85 (1/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
Trasversale (t)	$1.00 \cdot (35N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 1.85 (1/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$

Dove:

- f_i frequenza propria del modo considerato;
- n numero di pedoni contemporanei (= $S \times d$);
- Ψ coefficiente riduttivo.

Il valore da assegnare alla densità "d" della folla è:

CLASSE	DENSITA' "d" DELLA FOLLA
I	1.00 pedoni/m ²
II	0.80 pedoni/m ²

Il valore del coefficiente riduttivo può essere determinato come descritto in precedenza.

Caso 3: effetti relativi alla seconda armonica

Tale caso è formulato analogamente ai due precedenti ma tiene conto dell'effetto provocato sull'impalcato dalla seconda armonica causata dal camminamento dei pedoni, localizzata approssimativamente ad un valore di frequenza doppio rispetto alla prima armonica.

E' da tenere in considerazione solo per i ponti di I e II categoria.

Le equazioni che descrivono il carico dinamico sono le stesse, ma varia il valore del carico verticale espresso in Newton (N) relativo al peso del singolo utente, come possibile vedere nella tabella sottostante.

Classe	Direzione	CARICO A m ²
I	Verticale (v)	$d \cdot (70N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 1.85 (1/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
	Longitudinale (l)	$d \cdot (35N) \cdot \cos(2 \pi f_l t) \cdot 1.85 (1/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
	Trasversale (t)	$d \cdot (7N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 1.85 (1/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
II	Verticale (v)	$d \cdot (70N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 10.8 (\xi/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
	Longitudinale (l)	$d \cdot (35N) \cdot \cos(2 \pi f_l t) \cdot 10.8 (\xi/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$
	Trasversale (t)	$d \cdot (7N) \cdot \cos(2 \pi f_v t) \cdot 10.8 (\xi/n)^{\frac{1}{2}} \Psi$

Dove:

- d densità di persone al m²;
- f_i frequenza propria del modo considerato;
- ξ smorzamento strutturale naturale;
- n numero di pedoni contemporanei (= $S \times d$);
- Ψ coefficiente riduttivo.

Il valore della densità di persone è lo stesso dei casi precedenti.

Il coefficiente riduttivo è desumere dal seguente grafico.

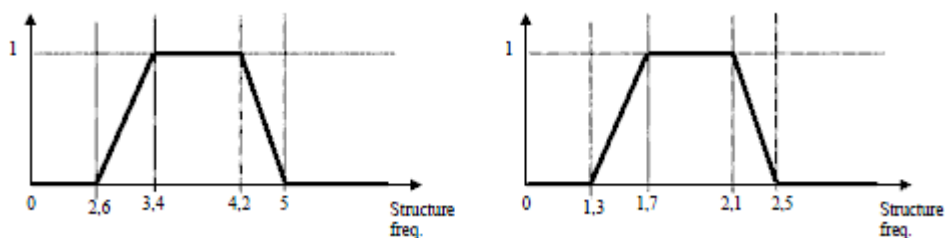


Figura 14.9 - Coefficiente riduttivo Ψ per vibrazioni verticali (sinistra) e orizzontali (destra)

14.2.6. Conclusioni sul fenomeno delle vibrazioni

Qualora i risultati ottenuti in termini di accelerazioni non soddisfacessero i criteri di comfort desiderati, dovrebbero essere ridotti i valori degli effetti dinamici o i loro effetti secondo uno dei modi descritti al seguito, in ordine di importanza.

Modifica della frequenza naturale della struttura

Tale metodo è di sicuro il più efficace nella risoluzione del problema delle vibrazioni in una struttura superleggera. Modificando la rigidezza della struttura è possibile modificare le frequenze proprie della stessa con l'incombenza però di dover modificare anche sostanzialmente elementi strutturali principali o addirittura lo schema statico dell'opera.

Riduzione dell'accelerazione strutturale

Se non è possibile aumentare la frequenza sufficientemente per uscire dagli intervalli considerati a rischio o se le modifiche necessarie risultano impraticabili per motivi architettonici o tecnologici, è possibile agire direttamente sulle accelerazioni della struttura, aumentando la massa dell'impalcato, ad esempio con l'utilizzo di pavimentazioni pesanti, o utilizzando materiali che fungano da smorzatori naturali o che possano svolgere un non secondario nella rigidezza globale della struttura (come per esempio l'utilizzo di parapetti che collaborano con la struttura principale).

Installazione di smorzatori

Come ultima ipotesi, da considerare principalmente per interventi su strutture esistenti più che su nuove costruzioni, è l'installazione di dispositivi come i *tuned mass dampers* o come gli smorzatori viscosi. I primi consistono in una massa collegata alla struttura per mezzo di una molla e di uno smorzatore in parallelo, calibrati per smorzare le vibrazioni di una singola frequenza ritenuta pericolosa. Per quanto il sistema possa sembrare vantaggioso risulta invece di scarsa praticità in molti casi in quanto:

- sono necessari tanti smorzatori quante sono le frequenze ritenute rischiose per la struttura;
- i dispositivi sono impostati su una frequenza che dovrebbe coincidere con la frequenza propria della struttura, ma tale condizione è difficilmente verificabile in maniera esatta sia per i fenomeni naturali di rilassamento o decadimento dei materiali che possono modificare tali valori in maniera anche sensibile, sia per la presenza di pavimentazioni,

rivestimenti, parapetti o altri elementi non strutturali che possono a loro volta modificare la frequenza della struttura rispetto alla condizione teorica;

- l'aggiunta di damper modifica di per se le frequenze proprie della struttura;
- gli elevati costi di realizzazione e la manutenzione richiesta.

In definitiva il fenomeno delle vibrazioni è necessario venga studiato in maniera approfondita in fase progettuale, fase durante la quale è possibile apporre modifiche al progetto strutturale mantenendo comunque contenuti i costi o addirittura risolvendo l'eventuale problema a costo zero, piuttosto che agire successivamente alla realizzazione andando ad incidere profondamente sull'opera e sui costi stessi.

14.3. Analisi del fenomeno per il caso di studio

Classe del ponte: Classe III

Nel caso in esame si ritiene che la struttura possa essere collocata nella Classe III, essendo essa posta in una zona lontana dai centri abitati, all'interno di un percorso ciclabile e pedonale.

Classe di comfort: MEDIA

Per l'utilizzo previsto dal ponte oggetto della presente relazione si ritiene che possa essere sufficiente un *livello di comfort medio*. Tale scelta è dettata dal fatto che sicuramente una scelta dell'indice di comfort maggiore comporterebbe anche costi maggiori in fase di realizzazione o di strumenti di dissipazione.

Determinazione delle frequenze proprie dannose

Indagando i modi propri di vibrare del ponte e comparando le frequenze ottenute dall'analisi dinamica modale con quelle relative al rischio di risonanza per effetto del traffico pedonale è stato possibile assegnare una categoria di rischio ad ogni modo, come possibile vedere nella tabella sottostante

Modo	T (s)	f (Hz)	Descrizione	Categoria	Rischio
1	1.047	0.955	Antenna - Flessione fuori piano	/	/
2	0.710	1.408	Impalcato – Flessione verticale	Verticale	Range 2
3	0.449	2.227	Impalcato – Flessione trasversale	Orizzontale	Range 3
4	0.398	2.513	Impalcato - Flessione verticale	Verticale	Range 2
5	0.302	3.311	Impalcato - Flessione verticale	Verticale	Range 3
6	0.242	4.132	Impalcato - Torsionale	Verticale	Range 3
7	0.227	4.405	Antenna – Flessione nel piano	/	/
8	0.216	4.630	Impalcato - Flessione verticale	Verticale	Range 3
9	0.213	4.695	Antenna - Flessione fuori piano	/	/
10	0.201	4.975	Impalcato - Torsionale	Verticale	Range 3
11	0.147	6.803	Impalcato - Torsionale	Verticale	Range 4
12	0.146	6.849	Impalcato - Flessione verticale	Verticale	Range 4

Si può osservare come i primi 10 modi propri della struttura con le relative frequenze ricadano nell'intervallo che va da 0 a 5 Hz considerato a rischio dalla maggior parte delle normative attuali.

Attraverso le linee guide del Setrà è possibile in maniera più efficace definire quali sono i modi propriamente a rischio e quali modi invece non è necessario indagare per mezzo di analisi più approfondite come le analisi non lineari dinamiche.

		Load cases to select for acceleration checks		
Traffic	Class	Natural frequency range		
		1	2	3
Sparse	III	Case 1	Nil	Nil
Dense	II		Case 1	Case 3
Very dense	I	Case 2	Case 2	Case 3

Figura 14.10 - Casi di carico dinamici per le frequenze a rischio

Nel caso in esame non si hanno modi di vibrare ricadenti nel Range 1 e quindi non sono necessarie analisi dinamiche ulteriori.

Si indagano comunque i modi 2,3,4 in modo da valutare le accelerazioni della struttura per due casi fondamentali agenti nelle direzioni principali dell'impalcato: verticale e orizzontale. Analisi dinamica non lineare del ponte

Si è ritenuto necessario valutare le accelerazioni dell'impalcato sottoposto ai carichi dinamici indotti dalla folla. Si segue il procedimento scritto in precedenza e si valutano le accelerazioni verticali per i modi di vibrare 2,3 e 4.

14.3.1. Calcolo dei carichi dinamici

Per i ponti di categoria III (folla sparsa) la densità dei pedoni è pari a:

$$d = 0.5 \text{ pedoni}/m^2$$

La folla è da considerare uniformemente distribuita su tutta la superficie calpestabile S:

$$S = L \cdot b = 288 \text{ m}^2$$

Dove:

- $L = 72 \text{ m}$ lunghezza dell'intero impalcato;
- $b = 4 \text{ m}$ dimensione trasversale del piano calpestabile.

Si determina il numero di utenti che attraversano il ponte:

$$n = S \cdot d = 144 \text{ pedoni}$$

Lo smorzamento della struttura è stato valutato in relazione alla seguente tabella riportata al paragrafo precedente ed è pari allo 0.4%.

Si determina il coefficiente riduttivo:

MODO	FREQUENZA (Hz)	DIREZIONE DEL MODO	Ψ
2	1.408	Verticale flessionale	0.58
3	2.227	Orizzontale trasversale	0
4	2.513	Verticale flessionale	0.17

Il carico per unità di area espresso in N/m^2 da applicare per ogni direzione della vibrazione, può essere valutato attraverso le seguenti espressioni che risultano valide per il caso di ponti in cui è presente scarsa concentrazione di persone. Si riportano di seguito le espressioni valutate in funzione delle diverse tipologie dei modi di vibrare possibili.

I carichi dinamici che sono stati applicati al modello di calcolo realizzato su SAP2000 e utilizzati per determinare le accelerazioni dell'impalcato sono riportati di seguito.

MODO	VALORE DEL CARICO [N/m^2]
2	$0.5pers/m^2 \cdot 280N \cdot \cos(2\pi 1.408 t) \cdot 0.040 \cdot 0.58 = 5.66 \cos(2\pi 1.408 t) N/m^2$
3	$0.5 \cdot 35 \cdot \cos(2\pi 1.408 t) \cdot 8.20 \cdot 0 = 0$
4	$0.5pers/m^2 \cdot 280N \cdot \cos(2\pi 1.408 t) \cdot 0.040 \cdot 0.58 = 0.95 \cos(2\pi 2.513 t) N/m^2$

Come si può notare dalla tabella soprastante, il coefficiente riduttivo Ψ che tiene in considerazione la distanza della frequenza propria della struttura dall'intervallo considerato rischioso per il fenomeno della risonanza, per il *modo di vibrare 3* è pari a 0, il carico dinamico associato è anch'esso di valore nullo.

Si prenderanno in considerazione solo i carichi dinamici associati ai *modi di vibrare 2 e 4* entrambi verticali.

Nell'analisi Time History saranno presi in considerazione dei carichi dinamici aventi le caratteristiche sopra descritte e della durata complessiva di 30 secondi.

14.3.2. Applicazione dei carichi dinamici

I carichi andranno applicati per l'intera estensione del ponte, tenendo conto della forma del modo di vibrare, invertendo cioè la direzione dell'azione ogni qual volta il modo cambia direzione della concavità, in modo da ottenere il massimo effetto possibile.

Per ogni modo di vibrare è stato dunque creato un caso di carico diverso e sono stati inseriti manualmente i carichi dinamici invertendo la direzione del carico in corrispondenza dei punti di flesso delle deformate.

Si riportano di seguito delle illustrazioni nelle quali si è raffigurata la direzione del carico come applicata poi sul modello.

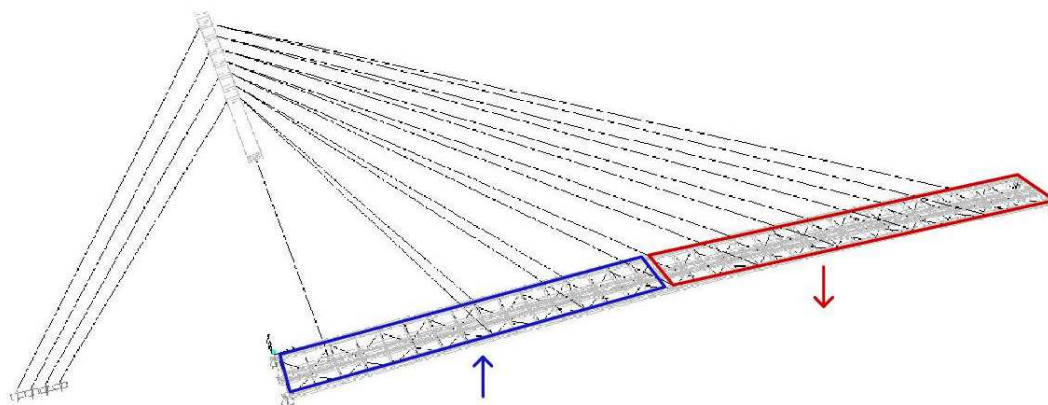


Figura 14.11 – Applicazione del carico dinamico per il modo di vibrare 2

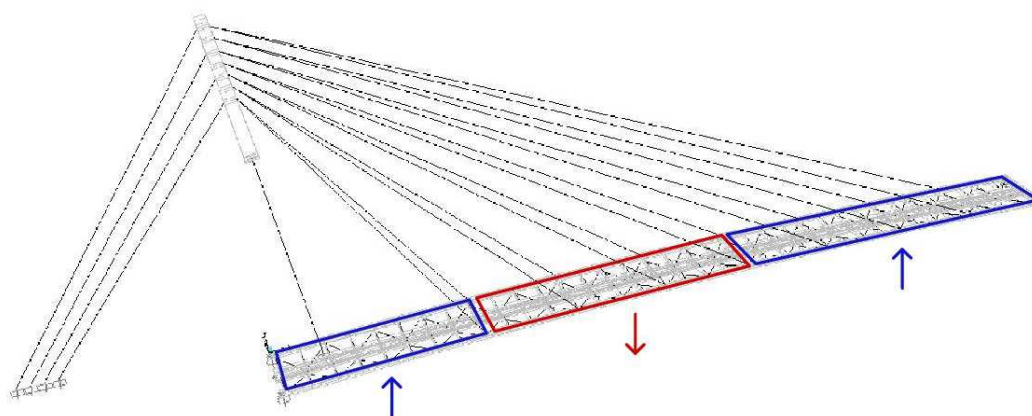


Figura 14.12 - Applicazione del carico dinamico per il modo di vibrare 4

Procedimento di applicazione del carico sul codice di calcolo SAP2000

- Definizione della funzione *time history* per i tre modi di vibrare (due perché uno di valore nullo) di ampiezza unitaria;
- Assegnazione sulle aree evidenziate dalle raffigurazioni precedenti di un carico distribuito per unità di area pari all'ampiezza valutata nel paragrafo precedente per ogni modo di vibrare variabile in funzione del tempo della relativa funzione coseno associata;
- Valutazione dei tre casi di carico (Load Case) come *Time History Non Linear Modal* a partire dalla configurazione della struttura deformata dai pesi propri e dai pesi portati non strutturali (G1 E G2).

L'*analisi non lineare* è necessaria per tenere in considerazione il comportamento degli elementi *cable*, per i quali è richiesta appunto dal codice di calcolo un'analisi non lineare, già adottata in precedenza per la valutazione dei modi propri di vibrare e per le analisi statiche.

La tipologia di *analisi Time History* definita come *Modal* si contrappone alla *Direct Integration* per la quale le equazioni del moto sono integrate direttamente e che richiede dunque un'analisi più impegnativa in termini di calcolo.

L'*analisi Modal Time History* ha il vantaggio che i modi di vibrare sono pochi e le equazioni del moto possono essere ridotte ad un numero nettamente inferiore ai gradi di libertà dell'intera struttura e dunque il calcolo risulta molto più snello per quanto il risultato sia pressoché identico a quello ottenuto nella *Time History Direct Integration*. La scelta ricade obbligatoriamente sulla seconda tipologia qualora siano presenti degli elementi quali gli smorzatori viscosi (elementi a smorzamento concentrato).

14.3.3. Accelerazioni massime sull'impalcato

Si valutano adesso le accelerazioni massime sull'impalcato per i modi di vibrare verticali 2 e 4 come risultato dell'analisi *time history*.

Come punti di controllo per le accelerazioni dell'impalcato sono stati presi in considerazione i due punti dove gli spostamenti sono massimi per i modi di vibrare considerati.

Si riposta in basso una raffigurazione dove sono indicati tali punti.

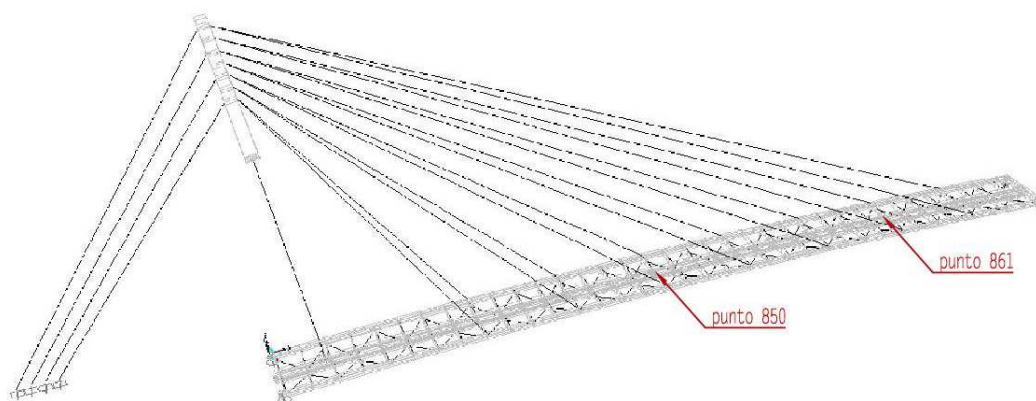


Figura 14.13 - Punti di controllo per le accelerazioni dell'impalcato

E' possibile estrarre dal codice di calcolo SAP2000 dei diagrammi che mostrano l'andamento dell'accelerazione di un punto considerato in funzione del tempo.

Per il modo di vibrare 2 si ha un accelerazione verticale (UZ) massima pari a:

$$a_{z,MOD02} = 0.66 \text{ m/s}^2$$

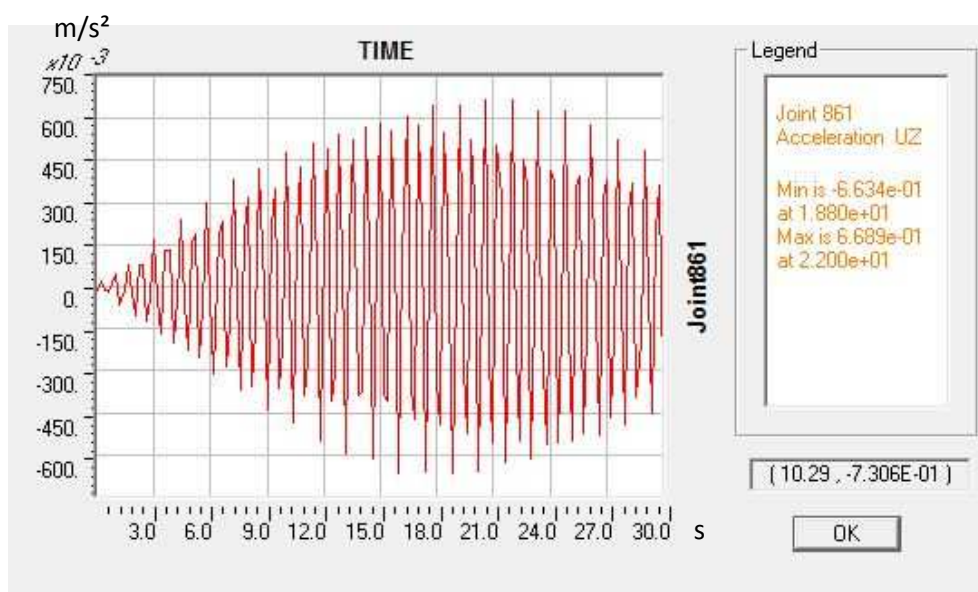


Figura 14.14 - Accelerazione verticale dell'impalcato per il modo 2

Per il modo di vibrare 4 si ha un'accelerazione verticale (UZ) massima pari a:

$$a_{z,MOD02} = 0.56 \text{ m/s}^2$$

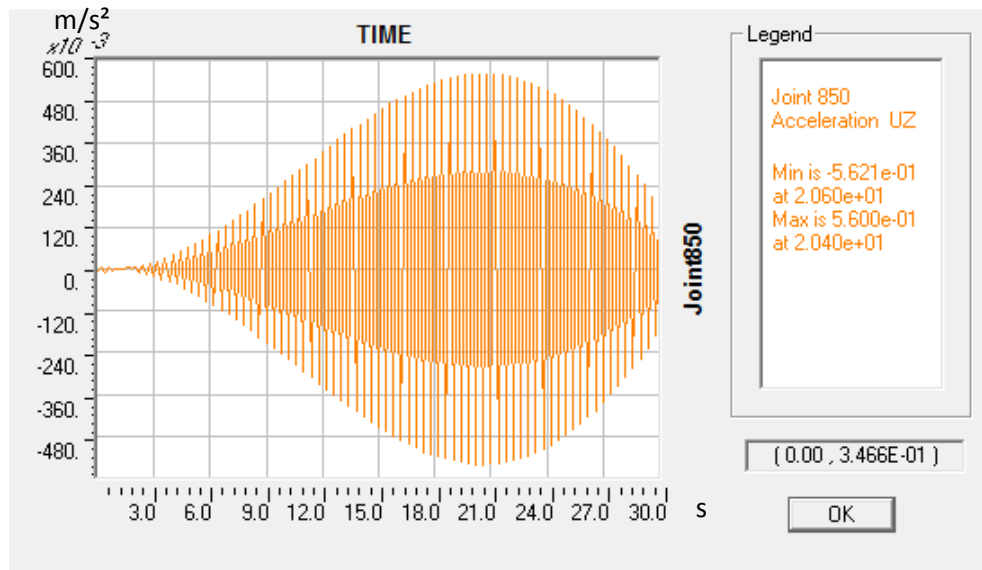


Figura 14.15 - Accelerazione verticale dell'impalcato per il modo 4

Confrontando tali risultati con gli intervalli riportati al paragrafo 12.3.3 della presente relazione relativi ai livelli di comfort è possibile valutare se la struttura, con le accelerazioni trovate ricade all'interno della classe di comfort scelta.

Per la classe di comfort media si ha un intervallo di accelerazioni consentito che va da 0.5 m/s^2 a 1.00 m/s^2 .

Le accelerazioni trovate ricadono all'interno della classe di comfort media.

CONCLUSIONI

Osservando i risultati delle verifiche e svolte è possibile affermare che le scelte progettuali di carattere tecnologico soddisfano i requisiti di sicurezza richiesti dalle normative vigenti in termini di resistenza ultima delle membrature, di deformazioni e di comfort allo stato di esercizio.

L'analisi approfondita sui fenomeni delle vibrazioni indotte dai pedoni ha inoltre scongiurato il rischio di problemi relativi ad accelerazioni dell'impalcato incompatibili con i valori normalmente accettati per un ponte di tale tipologia. Tale fenomeno, spesso trascurato nella pratica corrente, può portare a gravi malfunzionamenti dell'opera e ad oneri di ripristino della sua funzionalità molto elevati se comparati con il costo totale della struttura.

La scelta architettonica infine risulta ben compatibile ed integrata nel contesto. Come possibile vedere dai foto inserimenti, l'opera riesce a creare quel *landmark* volutamente cercato in fase preliminare, attraverso l'utilizzo di elementi lineari sottili come cavi e scatolari.

Si ritiene dunque che entrambi i tipo di progettazione, architettonica e strutturale soddisfino a pieno le richieste del bando di gara al quale si è fatto riferimento per tale progetto.

FOTO INSERIMENTI

Si riportano di seguito alcune viste fotorealistiche realizzate previam modellazione della struttura attraverso il software AUTOCAD V.2012 (Autodesk), in seguito renderizzate con il software 3DSTUDIO MAX (Autodesk) e infine modificate con il software PHOTOSHOP CS6 (Adobe).



Figura..0.1 - Vista da sud



Figura..0.2 - Vista da sud-est



Figura.0.3 - Vista da sud-ovest



Figura .0.4 - Vista da sud-est



Figura 0.5 - Vista da est



Figura 0.6 - Vista da sotto (nord-est)

I riferimenti geografici ai punti di presa fotografica delle foto originali possono essere reperiti sulla tavola 2 allegata al progetto.

BIBLIOGRAFIA

Leonardo Fernandez Troyano, *"Terra sull'acqua: atlante storico universale dei ponti"*, Dario Flaccovio Editore, 2006.

Gustavo Ambrosini, *"Footbridge atlas. Atlante dei ponti pedonali"*, Celid, 2013.

Monica Colombo, *"I Ponti"*. Collana I grandi temi dell'architettura, Hachette, 2015.

Mario Petrangeli, *"Progettazione e costruzione di ponti"*, Masson, 1998.

AA.VV., *"I ponti romani"*, romanoimpero.com, 2009.

Troitsky M.S., *"Cable-stayed Bridges, Theory and Design"*. Crosby, Lockwood Staples, 1977.

Walther R., *"Cable stayed bridges"*, Thomas Telford, London, 1999.

Gimsing N.J., *"Cable Supported Bridges, Concept & Design"*, John Wiley & Sons, Chichester, 1996.

De Miranda F., *"I ponti strallati di grande luce"*, Ed. Scientifiche A. Cremonese, Roma, 1980.

Majowiecki M., *"Tensostrutture: Progetto e verifica"*, Edizioni CREA, Genova, 1994.

Corradi Dell'Acqua L., *"Meccanica delle strutture, la valutazione della capacità portante"*, McGraw-Hill, Milano, 1994.

Capalbo C., *"Appunti di Scienza delle Costruzioni"*, Rende, 1996.

Capalbo C., *"Appunti di Costruzioni di Ponti"*, Rende, 1996.

Pozzati P., Ceccoli C., *"Teoria e tecnica delle strutture"*, UTET, Torino, 1995.

Viggiani C., *"Fondazioni"*, HEVELIUS EDIZIONI, Torino, 1999.

Computers and Structures, Inc., *"CSI Analysis Reference Manual"*, Berkeley, 2013.

AA.VV., *"Assessment of vibrational behavior of footbridge under pedestrian loading"*, Sètra, 2006.

AA.VV., *"Design of Lightweight Footbridges for Human Induced Vibrations"*, JRC, 2009.

AA.VV., *"Progettazione di strutture in calcestruzzo armato"*, AICAP, 2008.

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.1 - Immagine pittorica raffigurante la costruzione di un ponte nell'epoca romana.	10
Figura 1.3 - Ponte di Traiano sul Danubio - Romania (II sec. d.C.)	11
Figura 1.4 - Ponte di Alcantara sul fiume Tiago - Spagna (II sec. d.C.)	11
Figura 1.5 - Ponte Maddalena sul fiume Serchio vicino Borgo a Mozzano – Italia (1100 ca.).....	12
Figura 1.6 - Ponte della Santa Trinità sul fiume Arno a Firenze – Italia (1569)	12
Figura 1.7 - Ponte Garabit – Francia (1884)	13
Figura 1.8 - Ponte sul Firth of Forth – Scozia (1890)	14
Figura 1.9 - Ponte di Brooklyn a New York - Stati Uniti (1870)	15
Figura 1.10 - Strömsund Bringe – Svezia (1955).....	15
Figura 1.11 - Ponte di Akashi-Kaikyo - Giappone (1998)	16
Figura 1.12 - Viadotto Millau - Francia (2004).....	17
Figura 1.13 - Millennium Bridge a Londra - Regno Unito (1996)	18
Figura 1.14 - Puente de la mujer a Buenos Aires - Argentina (2001)	19
Figura 1.15 - Pontile Simcoe WaveDeck a Toronto - Canada (2009).....	19
Figura 1.16 - Langkawi Sky Bridge - Malesia (2005)	20
Figura 1.17 - Ponte della Costituzione a Venezia - Italia (2008).....	20
Figura 1.18 - Ponte sul fiume Secchia - Italia (2010)	21
Figura 2.1 - Vista aerea dell'area geografica di intervento	23
Figura 2.2 - Immagine storico di un traghetto sul fiume Ombrone	24
Figura 2.3 - Rilevanza storica - ingranaggio per il tiro delle barche.	25
Figura 2.4 - Canoe sull'Ombrone	25
Figura 2.5 - Sezione longitudinale del ponte secondo il progetto preliminare redatto dal Comune di Grosseto	26
Figura 2.6 - Soluzione 1 - Sezione longitudinale.....	29
Figura 2.7 - Soluzione 1 - Sezione trasversale	30
Figura 2.8 - Soluzione 1 - Modello FEM preliminare	31
Figura 2.9 - Soluzione 2 - Vista frontale.....	32
Figura 2.10 - Soluzione 2 - Sezione trasversale	33
Figura 2.11 - Soluzione 2 - Modello FEM preliminare	34
Figura 2.12 - Soluzione 3 - Vista Frontale	35
Figura 2.13 - Soluzione 3 - Sezione trasversale	36
Figura 2.14 - Soluzione 3 - Modello FEM preliminare	37
Figura 3.1 - Vista del ponte e della sistemazione circostante	39
Figura 3.2 - Prospetto del ponte.....	40
Figura 3.3 - Sezione dell'impalcato.....	40
Figura 3.4 - Sistema di sospensione dell'impalcato.....	41
Figura 3.5 - Sezioni tipo antenna in calcestruzzo e acciaio (quote in mm)	42
Figura 3.6 - Plinto di fondazione antenna (quote in cm).....	42
Figura 3.7 - Zattera di ancoraggio stralli di riva (quote in cm)	43
Figura 3.8 - Spalla sinistra (quote in cm)	43
Figura 3.9 - Spalla destra (quote in cm).....	44

Figura 3.10 - Planimetria dell'area di intervento.....	45
Figura 3.11 - Fotoinserimento del ponte e delle sistemazioni esterne.....	46
Figura 4.1 – Sospensione laterale dell'impalcato con stralli verticali e inclinati.....	48
Figura 4.2 - Inclinazione dello strallo in funzione della flessione dell'impalcato	49
Figura 4.3 - Dimensionamento dell'antenna.....	50
Figura 4.4 - Disposizione degli stralli ad arpa	50
Figura 4.5 - Disposizione degli stralli a ventagli.....	50
Figura 4.6 - Sforzo normale nell'impalcato con disposizione a ventaglio	51
Figura 4.7 - Sforzo normale nell'impalcato con disposizione ad arpa.....	51
Figura 4.8 - Relazione tra geometria e costo del pilone.....	53
Figura 4.9 - Esempi di impalcato in acciaio.....	54
Figura 4.10 - Altezza pilone equivalente	55
Figura 4.11 - Tiro degli stralli di campata	56
Figura 4.12 - Tiro degli stralli di riva	56
Figura 4.13 - Schema statico impalcato con appoggi fissi.....	57
Figura 4.14 - Formulazione matriciale del problema	58
Figura 6.1 - Definizione di copriferro nominale	64
Figura 6.2 - Variazione di classe strutturale - prospetto 4.3N EC2.....	65
Figura 6.3 - Esempio classi di esposizione	66
Figura 6.4 - Classi di esposizione da EC2 - prospetto 4.1	66
Figura 7.1 - Raffigurazione schematica del ponte	73
Figura 7.2 - Deformata con pesi propri (i valori sono scalati di 5 volte)	75
Figura 7.3 - TAbella estratta da EC 1-2. Gruppi di carico per azioni sui ponti pedonali.....	77
Figura 7.4 - Carico di servizio.....	78
Figura 7.50 - Valori dei parametri a_0 , v_{b0} , k_a	80
Figura 7.6 - Valori del coefficiente α_r in funzione del periodo di ritorno T_R	81
Figura 7.7 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano e definizione delle categorie di esposizione	82
Figura 7.8 – Valori di k_r, z_0, z_{min} in funzione della categoria di esposizione del sito.....	82
Figura 7.9 - Coefficiente di esposizione.....	83
Figura 7.10 - Definizione di parapetto e sicurvia secondo l'Eurocodice	84
Figura 7.11 - Altezza dell'impalcato da Eurocodice.....	84
Figura 7.12 - coefficiente di forza in direzione y trasversale.....	85
Figura 7.13 - Coefficiente di forza $c_{f,z}$ per i ponti con pendenza trasversale e inclinazione del vento	87
Figura 7.14 - Coefficiente di forza per elementi rettangolari isolati	90
Figura 7.15 - Correlazione tra temperatura esterna all'ombra e temperatura massima	93
Figura 7.16 - Valore del coefficiente C_u in funzione della classe d'uso	95
Figura 7.17 - categoria sottosuolo.....	96
Figura 7.18 - Categoria topografica.....	96
Figura 7.19 - Probabilità di superamento.....	97
Figura 7.20 - Valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno stato limite.....	97
Figura 7.21 - Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV	98

Figura 7.22 - Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV	99
Figura 7.23 - Spettri di risposta orizzontale e verticale	100
Figura 8.1 - Coefficienti parziali di sicurezza	102
Figura 8.2 - Coefficienti di combinazione	102
Figura 9.1 - Schema statico adottato per pavimentazione.	108
Figura 9.2 - Schema statico adottato per travetto rompi tratta.	109
Figura 9.3 - Schemi statici adottati per il traverso	109
Figura 9.4 - Schema statico cassoni longitudinali.....	109
Figura 9.5 - Modello ad elementi frame dell'impalcato.....	110
Figura 9.6 - Esempio della distribuzione del carico accidentale.....	110
Figura 9.7 - Reazioni verticali utilizzate per valutazione pretiro	111
Figura 9.8 - Modello globale con elementi monodimensionali.....	112
Figura 9.9 - Vista assonometrica del modello tridimensionale dell'impalcato	113
Figura 9.10 - Vista assonometrica del modello tridimensionale con vista interno.....	113
Figura 9.11 - Modello tridimensionale globale nel codice di calcolo SAP2000.....	114
Figura 9.12 – Particolare impalcato nel codice di calcolo SAP2000	114
Figura 10.1 - Primo modo di vibrare, flessione dell'antenna fuori piano , $T_1=1.047$	116
Figura 10.2 – Secondo modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione verticale, $T_2=0.710$	116
Figura 10.3 - Terzo modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione trasversale, $T_3=0.449$	116
Figura 10.4 - Quarto modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione verticale, $T_4=0.398$	117
Figura 10.5 - Quinto modo di vibrare, flessione dell'impalcato in direzione verticale, $T_5=0.305$	117
Figura 10.6 -Sesto modo di vibrare, torsione dell'impalcato, $T_6=0.242$	117
Figura 10.7 - Settimo modo di vibrare, flessione dell'antenna nel piano degli stralli, $T_7=0.227$	118
Figura 10.8 - Ottavo modo di vibrare, flessione fuori piano dell'impalcato, $T_8=0.215$	118
Figura 10.9 - Nono modo di vibrare, flessione fuori piano dell'antenna, $T_9=0.213$	118
Figura 10.10 - Decimo modo di vibrare, torsione nel piano dell'impalcato, $T_{10}=0.201$	119
Figura 10.11 - Undicesimo modo di vibrare, torsione nel piano dell'impalcato, $T_{11}=0.147$	119
Figura 10.12 - Dodicesimo modo di vibrare, flessione fuori piano dell'impalcato, $T_{12}=0.146$	119
Figura 10.13 - Immagine esplicativa del fenomeno del "vortex shedding"	121
Figura 10.14 - Immagine esplicativa del fenomeno del "flutter" aereoelastico	122
Figura 10.15 - Valutazione del numero di Strouhal.....	123
Figura 10.16 - Variazione del coefficiente aereodinamico della sezione Errore. Il segnalibro non è definito.	
Figura 11.1 - Rappresentazione tridimensionale degli elementi costituenti l'impalcato	126
Figura 11.2 - Sezione e prospetto corrente longitudinale.....	127
Figura 11.3 – Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della piattabanda superiore del corrente laterale sinistro.....	130
Figura 11.4 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della piattabanda inferiore del corrente laterale sinistro.....	131
Figura 11.5 - Sezione cassone centrale	132
Figura 11.6 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della piastra superiore del cassone centrale.....	134

Figura 11.7 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della paistra inferiore del cassone centrale.....	135
Figura 11.8 - Profilo del traverso	136
Figura 11.9 - Analisi dello stato tensionale alla Von Mises della traverso più sollecitato per una combinazione SLU.	138
Figura 11.10 - Disposizione planimetrica controventi.....	139
Figura 11.11 - Sezione controvento	139
Figura 11.12 - Distanze minime dai bordi delle bullonature e interasse - prospetto 3.3 EC 3 parte 1-8.....	142
Figura 11.13 - Tensioni in corrispondenza degli appoggi in testata.....	145
Figura 11.14 - Analisi tensionale elementi di testata	147
Figura 11.15 - Analisi tensionale elementi di testata - nervature internet	147
Figura 11.16 - Diagramma tensione-deformazione per il calcestruzzo.....	149
Figura 11.17 - Diagramma tensione-deformazione per l'acciaio	150
Figura 11.18 - Sezione presso inflessa.....	150
Figura 11.19 - Sezioni parte metallica antenna (testa e piede).....	153
Figura 11.20 - Andamento tensioni nel punto di ancoraggio degli stralli di riva	156
Figura 11.21 - Andamento tensioni nel punto di ancoraggio degli stralli di campata	156
Figura 11.22 - Massima tensione nel punto di collegamento	157
Figura 11.23 - Analisi tensionale del basamento dell'antenna in acciaio	157
Figura 11.24 - Assemblaggio antenna metallica.....	169
Figura 11.25 - Geometria della sezioni di collegamento dell'antenna in acciaio	170
Figura 11.26 - Numerazione stralli	174
Figura 11.27 - Esempio fune spiroidale	175
Figura 11.28 - Capocorda a forcilla fisso	177
Figura 11.29 - Capocorda a forcilla regolabile.....	178
Figura 11.30 - Prima forma di buckling per combinazione SLU.....	186
Figura 11.31 - Calcolo dell'area effettiva per piastre soggette a compressione.....	188
Figura 11.32 - Stato tensionale in direzione longitudinale del pannello superiore del cassone centrale.....	190
Figura 11.33 - Stato tensionale in direzione longitudinale del pannello superiore del cassone centrale.....	192
Figura 11.34 - Linea di sezione per analisi sollecitazioni pannello laterale.....	196
Figura 11.35 - Schema di carico per deformazioni massime assiali	198
Figura 11.36 - Schema di carico per deformazioni massime trasversali	198
Figura 11.37 - Punti di controllo deformazioni.....	198
Figura 11.38 - Deformazione per il Peso Proprio (SF.5)	200
Figura 11.39 - - Deformazione per la combinazione quasi permanente (SF.5)	200
Figura 11.40 - - Deformazione per la combinazione rara (SF.5).....	200
Figura 12.1 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.....	204
Figura 12.2 - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.	204
Figura 12.3 - Coefficienti parziali per le verifiche allo SLU di fondazioni superficiali.....	205
Figura 12.4 - Coefficienti di sicurezza per le verifiche allo SLU di pali caricati assialmente.....	205
Figura 12.5 - Coefficienti di sicurezza per le verifiche allo SLU di pali caricati trasversalmente..	205

Figura 12.6 Sistema di riferimento adottato per la spalla di sinistra (lato antenna)	207
Figura 12.7 - Sezione della spalla con indicazioni sui carichi.....	207
Figura 12.8 - Vista dall'alto della spalla sinistra con indicazioni sui punti di applicazione delle forze	211
Figura 12.9 - Sezione della spalla sinistra con indicazioni sui punti di applicazione delle forze ..	211
Figura 12.10 – Schema puntone tirante per la spalla.....	214
Figura 12.11 - Simbologia cono di rottura.....	216
Figura 12.12 - Disposizione pali su spalla sinistra.....	218
Figura 12.13 - Metodo di rottura di palo lungo.....	222
Figura 12.14 - Pianta e sezione della fondazione dell'antenna.....	226
Figura 12.15 - Schema di calcolo puntone-tirante per il plinto di fondazione.....	230
Figura 12.16 - Metodo di rottura di palo lungo.....	234
Figura 12.17 - Pianta e sezione della fondazione di ancoraggio degli stralli.....	237
Figura 12.18 - Metodo di rottura di palo lungo.....	243
Figura 13.1 - Posizione e tipologia dei dispositivi di vincolo	247
Figura 13.2 - Appoggio in neoprene armato usato come respingente	249
Figura 13.3 - Appoggio a disco elastomerico confinato VASOFLON	250
Figura 14.1 - Azioni orizzontali indotte dal singolo pedone	252
Figura 14.2 - Esempio del fenomeno della risonanza	253
Figura 14.3 - Limiti delle accelerazioni (in m/s^2) per vibrazioni verticali.....	255
Figura 14.4 - Limiti delle accelerazioni (in m/s^2) per vibrazioni orizzontali.....	255
Figura 14.5 - Intervalli di frequenza (Hz) per le vibrazioni verticali e longitudinali.....	256
Figura 14.6 - - Intervalli di frequenza (Hz) per le vibrazioni orizzontali	256
Figura 14.7 - Casi di carico dinamici per le frequenze a rischio	257
Figura 14.8 - Coefficiente riduttivo Ψ per vibrazioni verticali (sinistra) e orizzontali (destra).....	259
Figura 14.9 - Coefficiente riduttivo Ψ per vibrazioni verticali (sinistra) e orizzontali (destra).....	260
Figura 14.10 - Casi di carico dinamici per le frequenze a rischio	264
Figura 14.11 – Applicazione del carico dinamico per il modo di vibrare 2.....	266
Figura 14.12 - Applicazione del carico dinamico per il modo di vibrare 4	266
Figura 14.13 - Punti di controllo per le accelerazioni dell'impalcato	268
Figura 14.14 - Accelerazione verticale dell'impalcato per il modo 2	268
Figura 14.15 - Accelerazione verticale dell'impalcato per il modo 4	269
Figura..0.1 - Vista da sud	273
Figura..0.2 - Vista da sud-est	274
Figura.0.3 - Vista da sud-ovest	274
Figura .0.4 - Vista da sud-est	274
Figura 0.5 -Vista da est	275
Figura 0.6 - Vista da sotto (nord-est).....	275

RINGRAZIAMENTI

Durante la stesura delle ultime pagine di questa tesi, ho iniziato a pensare che la parte più difficile di tutta la realizzazione sarebbe stata questa, la parte relativa ai ringraziamenti. Questo perché in realtà, la fine di questo paragrafo che è stato la realizzazione di tale relazione coincide con la fine di un capitolo molto più ampio della mia vita, il periodo universitario, e quindi la lista dei ringraziamenti dovrebbe estendersi anche a tutti coloro che sono stati presenti in questo lungo periodo. Ho provato a fare spazio tra i ricordi, con un po' di malinconia ovviamente, ho cercato di ripercorrere tutte le tappe che hanno segnato questo percorso in modo da ringraziare quante più persone possibile, ma sicuramente mi sarò scordato qualcuno, o non vi avrò ringraziato a dovere, siate clementi.

Se ripenso a quando la prima volta misi piede a Pisa, nel lontano 2007, carico di timori e di aspettative, giovane, spaesato e un po' ingenuo, di quella ingenuità che accompagna tutti i ragazzi poco più che adolescenti, mi sembra che di anni ne siano passati un'infinità, ricordo ancora i primi giorni di lezione, i primi compagni di università, i primi legami stretti con quei ragazzi, oggi professionisti o quasi come Davide, Mattia, Gianmichele, Luciano, Francesco S. , Francesco P. , Lorenzo, Alessandro, con cui sono praticamente cresciuto e maturato insieme, che mi hanno aiutato a sopportare le lezioni estenuanti, i ricevimenti senza fine e gli esami impossibili, ma con i quali ho condiviso anche tanti bellissimi momenti, le gioie dei festeggiamenti personali e universitari, e che da colleghi sono diventati sempre più amici.

Voglio ringraziare poi tutti coloro che mi sono sempre stati accanto nei momenti più difficili, quando tornavo a casa scoraggiato da un esame non superato, o quando la meta mi sembrava così lontana da essere quasi irraggiungibile, persone speciali, che mi hanno fatto apprezzare il significato di amicizia, sempre in grado di tirarmi su di morale, sempre in grado di farmi sentire parte di qualcosa. Grazie a tutto il Vida Loca Crew (Mirko, Matteo, Marco, Manuel, Dario, Federico, Nicola) e a tutti gli altri compagni di avventure (Alessandro, Francesca, Clizia, Jessica, Chiara, Mirco e tutti gli altri).

Ringrazio inoltre i colleghi di lavoro Milton, Luca, Matteo, Roberto, Alba, Pia, Adolfo che in questo ultimo anno mi hanno fatto da mentori e che mi stanno insegnando che l'ingegneria è bella sui libri, ma che in pratica lo è ancora di più, che mi consigliano e che mi guidano in questo percorso di apprendimento di cui sono solo all'inizio.

E infine, per ultimi ma non meno importanti, i miei genitori Manuela e Marco che mi hanno sopportato in questo periodo di tempo, che mi hanno permesso di non perdere la speranza, che non mi hanno mai lasciato solo, che ci sono sempre stati e che sempre ci saranno, a mio fratello Simone, che nonostante la distanza è sempre con me, e al mio cane Cicca, che ha saputo donarmi sorrisi inaspettati durante lunghe giornate di studio.

Un grazie speciale va a Giulia che ogni giorno, mi supporta, e soprattutto mi sopporta e mi apprezza per quello che sono. Un grazie di cuore perché alla fine i fidanzati sono quelli che nei momenti di stress sono messi più alla prova.

Al mio relatore Prof. Pietro Croce, che mi ha consentito di svolgere questo lavoro che si è reso sempre disponibile e che ha saputo indirizzarmi verso l'obiettivo da raggiungere e che soprattutto è stato in grado di trasmettermi la passione per i ponti.

A tutti voi, anche a chi mi è stato vicino anche per un solo momento in questo lungo percorso dico grazie, non ce l'avrei mai fatta senza ognuno di voi.

Grosseto, Febbraio 2016

Claudio Migliorini